

# 論文 鉄筋コンクリート骨組における梁部材の主筋降伏以降の変形性能評価

鈴木 清久\*1・北山 和宏\*2

**要旨**：梁曲げ崩壊型鉄筋コンクリート骨組における梁部材の梁主筋降伏以降の変形性能について検討するため、十字形柱梁部分架構の水平加力実験を行った。主筋降伏から梁かぶりコンクリート圧壊時の梁変形を(A)ヒンジ域せん断変形, (B)主筋滑り出し変形, (C)塑性回転変形, および(D)非ヒンジ域弾性曲げ変形の4つに分解し, その推移を明らかにした。また梁かぶりコンクリート圧壊時変形を上記の4つの変形の和として推定する手法を提案した。提案手法と従来の評価手法の比較検討を行い, また精度の検討を行った。

**キーワード**：鉄筋コンクリート梁, 十字形部分架構, コンクリート圧壊, 変形性能, 抜け出し

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート構造の梁部材の性能評価について、2004年に日本建築学会から「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」<sup>1)</sup>が刊行され、RC梁部材の主筋降伏時やかぶりコンクリート圧壊時等の各種限界状態に対応する変形評価手法の一例が示された。

その中で『梁主筋降伏時』と『かぶりコンクリート圧壊時』の各々の変形性能を(a)せん断変形, (b)梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる付加変形(以降, 柱梁接合部からの主筋の抜け出し変形), (c)ひずみシフト変形, および(d)曲げ変形の4つに分解して算出する手法を提案している。ひずみシフト変形とは、梁部材のひび割れや主筋に沿った付着劣化による付加変形である。この手法について『梁主筋降伏時』の評価法の精度は、計算値と実験結果との比較などによって、多くの検証がなされている。しかし『かぶりコンクリート圧壊時』については殆ど検証が行われていないのが現状である。

実際の鉄筋コンクリート骨組内の梁主筋は柱梁接合部および梁部材を通して数スパンに渡って配筋され、柱梁接合部内の梁主筋と部材内梁主筋は同時に付着劣化し骨組の耐震性能に影響を与える。本研究では既報の十字形柱梁部分架構の水平加力実験<sup>2)</sup>の結果より、梁主筋降伏以降の梁部材の変形性能を検討するため、梁変形を(A)ヒンジ域のせん断変形, (B)主筋滑り出し変形, (C)塑性回転変形, および(D)非ヒンジ域の弾性曲げ変形の4つの変形成分に分解し、その推移を検討した。またかぶりコンクリート圧壊時変形を上記の4つの変形成分の和として推定する手法を提案した。

## 2. 本研究で用いた実験の概要

既報<sup>2)</sup>の実験概要および結果を以下に記す。表-1に試験体諸元、図-1に試験体概要を示す。試験体は縮尺約1/2としたスラブ無し平面十字形柱梁部分架構3体で、柱

表-1 試験体諸元

試験体名	W-1	W-2	W-3	
軸力	910kN [軸力比0.14]			
梁	断面	250×400	250×250	
	主筋	3-D22	5-D13	3-D22
	あばら筋	2-D10@100		
柱	断面	350×350		
	主筋	12-D22		
	帯筋	2-D10@100		
シアスパン比	4.0	3.9	6.9	
梁主筋付着強度	N/mm <sup>2</sup>	11.5	11.5	11.6
設計用付着応力度	N/mm <sup>2</sup>	12.2	6.8	12.2
付着指標B <sub>I</sub>		1.07	0.59	1.05
コンクリート強度	N/mm <sup>2</sup>	54.7	54.8	56.2
梁主筋降伏応力度	N/mm <sup>2</sup>	385	373	385
梁主筋降伏ひずみ	%	0.20%	0.21%	0.20%
梁主筋ひずみ硬化開始時ひずみ	%	1.29%	1.67%	1.29%
平面保持仮定した断面解析によるコアコンクリート圧壊時主筋ひずみ	%	2.13%	3.24%	1.19%

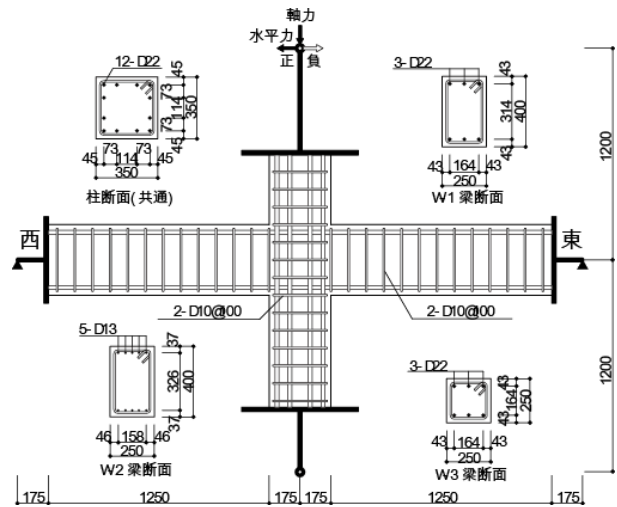


図-1 試験体概要

\*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学域 博士前期課程 (学生会員)

\*2 首都大学東京 都市環境学部 建築都市コース 教授 工博 (正会員)

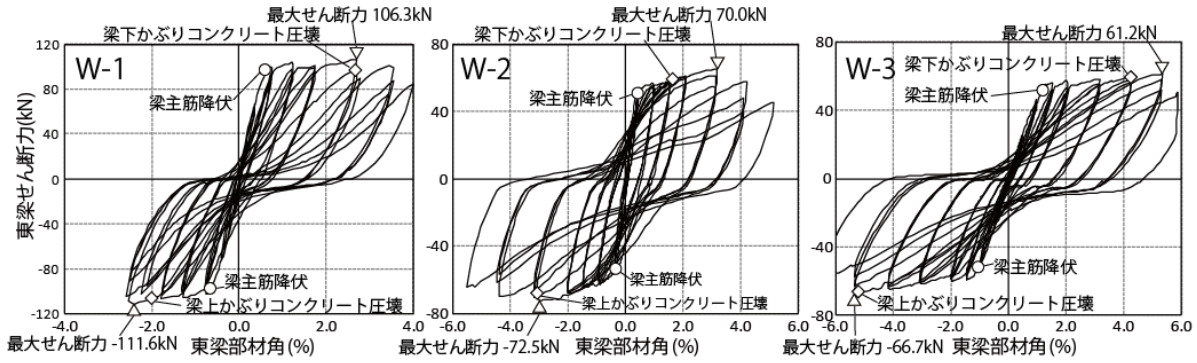


図-2 梁の復元力特性

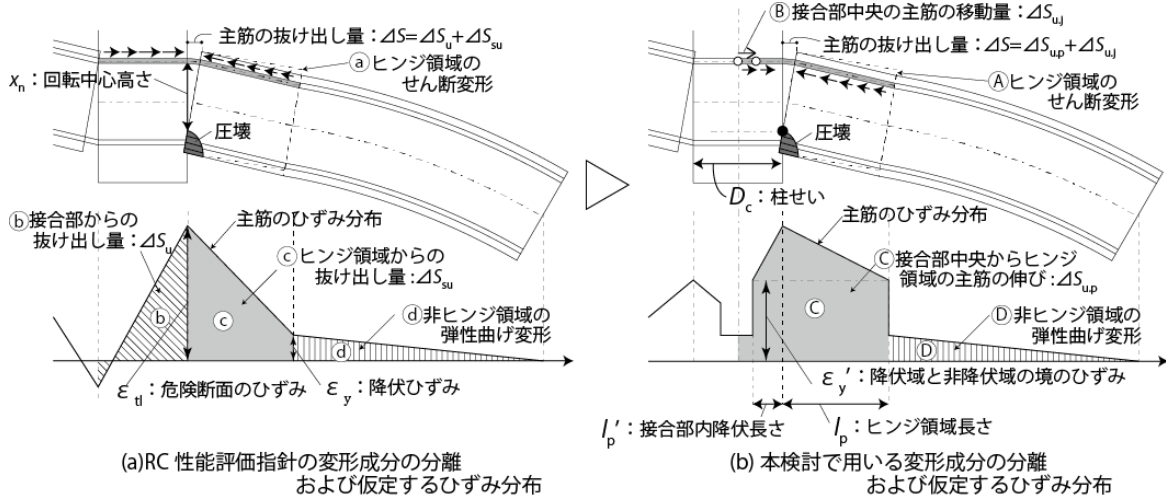


図-3 指針および本検討の変形成成分の分離の概念図と仮定したひずみ分布

断面  $350 \times 350 \text{mm}$  は共通である。梁せいは試験体 W-1 および W-2 が  $400 \text{mm}$ 、試験体 W-3 が  $250 \text{mm}$  で、梁幅は  $250 \text{mm}$  で共通である。柱軸力は圧縮一定  $910 \text{kN}$  (軸力比  $0.14$ )、梁主筋は 3-D22 (試験体 W-1, W-3) および 5-D13 (試験体 W-2) の 2 種類を用い、いずれの試験体も梁にはせん断補強筋として 2-D10@100 を配筋した。梁のシアスパン比  $a/d$  ( $a$ :せん断スパン,  $d$ :有効せい) は  $3.93 \sim 6.88$ 、付着指標  $B_1$  は  $0.59 \sim 1.05$  である。付着指標  $B_1$  は靱性保証型耐震設計指針<sup>3)</sup>における梁主筋設計用付着応力度  $u_{b,av}$  を梁主筋付着強度  $\tau_u$  で除した値とし、 $B_1 < 1$  の時に付着が良好であることを示す。荷重は変位制御で層間変形角  $0.25\%$  から  $4\%$  (W-3 は  $5\%$ ) までを繰り返し荷重した。図-2 に東梁せん断力-梁部材角関係を示す。図中の  $\circ$ ,  $\diamond$ ,  $\triangle$  はそれぞれ梁主筋降伏時、観察による梁かぶりコンクリート圧壊時、最大せん断力時を示す。試験体 W-1 及び W-2 は梁部材角  $3\%$  程度、W-3 は梁部材角  $5\%$  で最大耐力に達し、その後耐力低下が生じた。梁主筋に 5-D13 を用いた試験体 W-2 は、主筋降伏後は変形とともに紡錘形の履歴形状を示し、梁主筋に 3-D22 を用いた試験体 W-1, W-3 では梁主筋降伏以降は逆 S 字形の履歴ループを描いた。

### 3. 主筋降伏以降の変形性能

#### 3.1 変形成成分の分離

本研究では梁主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊

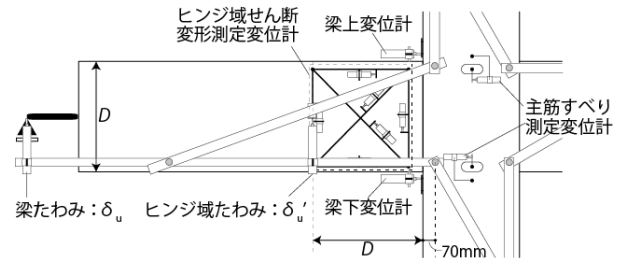


図-4 変位計設置図

までの梁端たわみを (A) ヒンジ域のせん断変形  $\delta_{u,s}$ 、(B) 柱梁接合部中央の主筋の滑り量  $\Delta S_{u,j}$  に起因する梁の回転変形  $\delta_{u,j}$  (以下、主筋滑り出し変形)、(C) 接合部中央から梁ヒンジ領域における主筋の総伸び量  $\Delta S_{u,p}$  による回転変形  $\delta_{u,p}$  (以下、塑性回転変形) および (D) 非ヒンジ域の弾性曲げ変形  $\delta_{u,f}$  の 4 つの変形成分に分解した。図-3 に RC 性能評価指針<sup>1)</sup> および本検討で提案する各変形成成分の概念図、および仮定する梁主筋ひずみ分布を示す。図-3 (a) の a~d は 1 で示した指針<sup>1)</sup> の提案する 4 つの変形成分、すなわち (a) せん断変形、(b) 柱梁接合部からの主筋の抜け出し変形、(c) ひずみシフト変形、および (d) 曲げ変形に対応する。図-3 (b) の A~D は上記の 4 つの変形成分 (A)~(D) に各々対応する。本検討では指針<sup>1)</sup> における (a) せん断変形と (d) 曲げ変形は、(A) ヒンジ域のせん断変形および (D) 非ヒンジ域の弾性曲げ変形と同義とした。(B) は (b) の変形の中の主筋の滑りのみに起因する変形で

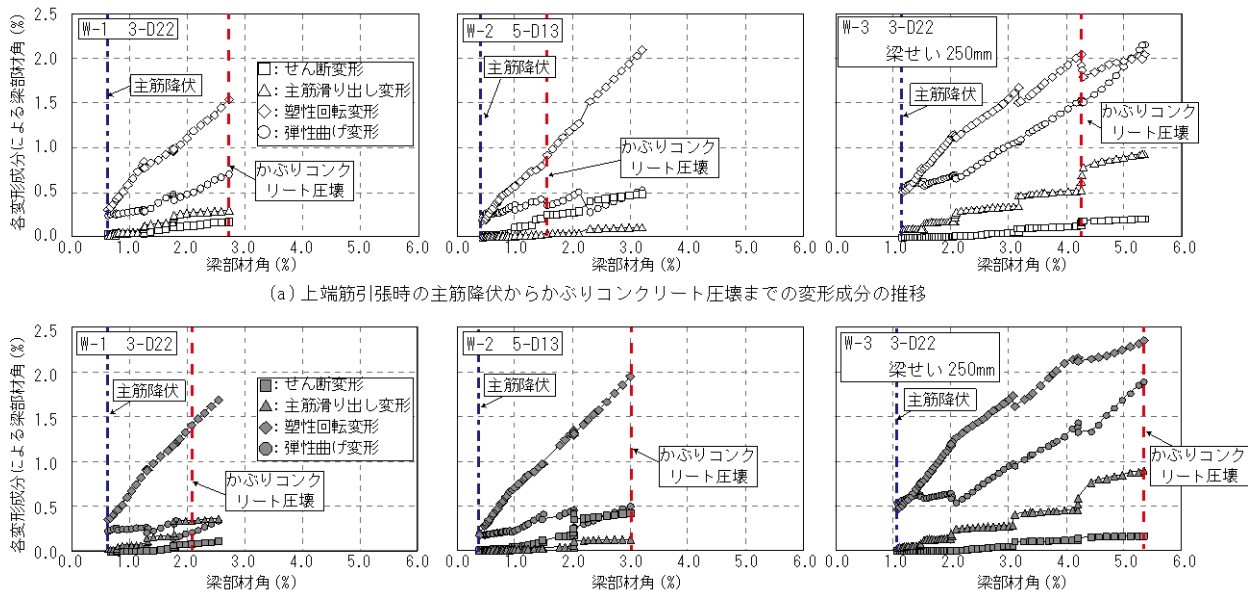


図-5 主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊までの各変形成分の推移

あり、主筋の伸びによる変形は含まない。そこで本検討では接合部中央における主筋の滑り量 $\Delta S_{u,j}$ を計測し、それに起因する梁変形を(B)滑り出し変形と定義した。また接合部中央から梁ヒンジ領域における主筋(図-4(b)のハッチングした部分)の総伸び量を $\Delta S_{u,p}$ とし、それに起因する回転変形を総じて(C)塑性回転変形と定義した。この時、主筋の総伸び量 $\Delta S_{u,p}$ が主筋の付着劣化により梁危険断面に集中すると仮定した。

### 3.2 変形成分の分離手法

図-4 に変形成分の分離に用いた変位計の設置状況を示す。柱梁接合部パネルに埋め込んだ標点から梁端までのたわみ $\delta_u$ 、梁危険断面から $1D(D$ :梁せい)までをヒンジ領域と想定し、同標点からその位置までのたわみ $\delta_u'$ を測定した。これは梁危険断面でのひび割れ開口に伴う変形成分を含む。ただし実験で得られたヒンジ領域長さ(4.2節(3)参照)は $0.6\sim 1.5D$ となり、計測区間長さ $1D$ とは異なった。このため前述の(C)塑性回転変形を過大あるいは過小評価した可能性がある(3.3節参照)。柱梁接合部中央において梁隅主筋中央に溶接したネジ棒の直近のコンクリートに対する移動量を変位計で測定し、接合部中央での主筋の滑り量 $\Delta S_{u,j}$ とした。

#### (1) ヒンジ域のせん断変形 $\delta_{u,s}$

平石<sup>4)</sup>の提案した手法に基づき、図-4のヒンジ域せん断変形測定変位計で計測された、4つの節点の対角線方向の伸縮の差からせん断変形角を算出し、せん断変形によるたわみ $\delta_{u,s}$ を算出した。

#### (2) 主筋滑り出し変形 $\delta_{u,j}$

接合部中央で計測した主筋の滑り量 $\Delta S_{u,j}$ を梁の回転中心高さ $x_n$ で除したものを、主筋滑り出し変形による回転角 $\theta_{u,j}$ とする。回転中心高さ $x_n$ は、梁上下に設置した

変位計から梁軸方向の軸変位が零となる点を、線形補間で求め、その点から引張主筋までの距離とした。これに計測区間長さ $1D$ 、または梁長 $L$ を乗ずることで、ヒンジ領域における主筋滑り出し変形によるたわみ $\delta_{u,j}'$ 、または梁端におけるたわみ $\delta_{u,j}$ が求められる。

#### (3) 塑性回転変形 $\delta_{u,p}$

変位計で計測したヒンジ領域のたわみ $\delta_u'$ から、(1)(2)で算出した $\delta_{u,s}$ および $\delta_{u,j}'$ を差し引いたものを、ヒンジ領域の塑性回転変形によるたわみ $\delta_{u,p}'$ とする。これを上述の $x_n$ で除したものを、塑性回転変形による回転角 $\theta_{u,p}$ とする。これに梁長 $L$ を乗ずることで、塑性回転変形による梁端のたわみ $\delta_{u,p}$ が得られる。

#### (4) 非ヒンジ域の弾性曲げ変形 $\delta_{u,f}$

測定した梁端たわみ $\delta_u$ から3.2(1)~(3)によるたわみを差し引いた値を非ヒンジ域の弾性曲げ変形 $\delta_{u,f}$ とする。

### 3.3 主筋降伏以降の変形成分の変化

3.2で分離した、主筋降伏から最大耐力時までの変形成分の推移を図-5に示す。縦軸に各変形による梁部材角、横軸に梁部材角を示す。□、△、◇および○はそれぞれヒンジ域のせん断変形、主筋滑り出し変形、塑性回転変形および非ヒンジ域の弾性曲げ変形を示す。

基準試験体 W-1 では、塑性回転変形が全変形の51~71%と半分以上の変形を占めた。主筋の滑り出し変形は、主筋降伏時において全変形の約5%だったが、変形の増加とともに接合部内の付着が劣化し、かぶりコンクリート圧壊時には全変形の約15%を占めるまで増加した。

梁主筋に5-D13を用いた付着が良好な試験体 W-2 では、梁主筋の塑性化に伴う回転変形が、主筋降伏時に約45%を占めたが、変形の拡大に伴い65%まで増加した。その一方で、非ヒンジ域の弾性曲げ変形は52%から16%まで



減少した。接合部中央における主筋のすべりによる回転変形は、主筋降伏以降増加しなかった。

せん断スパン比が大きい試験体 W-3 では、他の試験体に比べて非ヒンジ領域における弾性曲げ変形成分が全変形の 36~51% と多くの割合を占めた。これは想定したヒンジ領域長さが 1D であるのに対し実験では 1.5D となった為、塑性回転変形の一部が曲げ変形に含まれた可能性が考えられる。また同一変形角を繰り返し与えると、非ヒンジ域の弾性曲げ変形が減少し、接合部中央における主筋のすべりによる回転変形が増加する傾向が見られた。

### 3.4 かぶりコンクリート圧壊時の変形成分の比較

図-6 に実験から得られたかぶりコンクリート圧壊時の梁変形成分の内訳と、指針<sup>1)</sup>に基づく計算値の比較を示す。これらを直接比較するため、危険断面における主筋の総抜け出し量 $\Delta S$ (図-3 参照)に起因する変形に相当する、指針<sup>1)</sup>の(c)梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる付加変形と(d)ひずみシフト変形の和と、本検討の(B)主筋滑り出し変形と(C)塑性回転変形の和を比較する。

かぶりコンクリート圧壊時の梁部材角の指針<sup>1)</sup>による計算値は、試験体 W-3 を除き実験値を大幅に過大評価した。これは(c)柱梁接合部からの主筋の抜け出し変形と(d)ひずみシフト変形を過大評価したためである。指針<sup>1)</sup>では上記の2つの変形を算出する際に平面保持を仮定した断面解析を行い、危険断面における主筋のひずみ $\epsilon_{TL}$ を算出する(表-1 最下行を参照)。しかし実際は付着劣化により主筋のすべりが生じ、実際のひずみを過大評価する。その為、計算値が実験値を過大評価したと考えられる。

## 4. かぶりコンクリート圧壊時の変形性能評価

### 4.1 変形評価の前提

本論では RC 性能評価指針<sup>1)</sup>で示された、かぶりコンクリート圧壊時の変形評価の手法を参考に新たな算出方法を提案する。前述の通り現行の RC 性能評価指針では、主筋のすべりおよび塑性化による付加変形を過大評価した。そこで(B)主筋滑り出し変形および、(C)塑性回転変形の2つの変形成分について新たな算出法を提案する。

指針<sup>1)</sup>と同様、主筋に沿った付着劣化によって、接合部中央での主筋の滑り量 $\Delta S_{uj}$ 、および接合部中央からヒンジ領域までの主筋の総伸び量 $\Delta S_{up}$ が全て梁危険断面に集中すると仮定する。またヒンジ領域における弾性曲げ変形および、非ヒンジ領域におけるせん断変形は微小とし無視した。図-7 に主筋に貼付した各ひずみゲージ位置での、かぶりコンクリート圧壊までに経験した最大ひずみ実測値の分布を示す。これはかぶりコンクリート圧壊時には危険断面付近のひずみゲージの多くが計測不能となったため、正しく計測出来た範囲での最大ひずみを用いた。よってかぶりコンクリート圧壊時には、これ以

上のひずみを示した可能性がある。しかし部材内のヒンジ領域と非ヒンジ領域の境では、急激なひずみの増加が

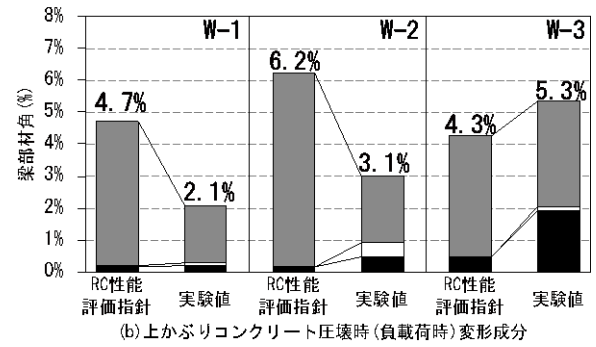
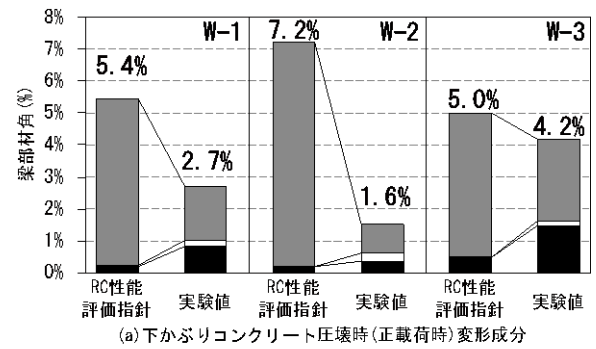


図-6 かぶりコンクリート圧壊時の梁変形の構成成分

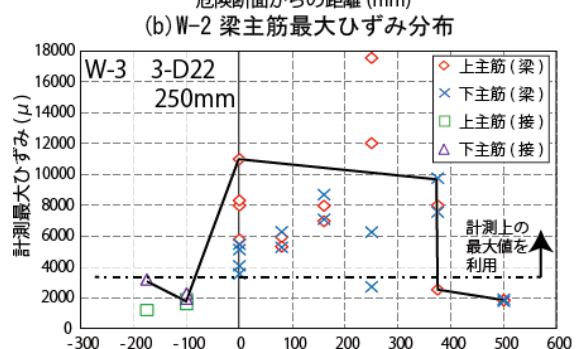
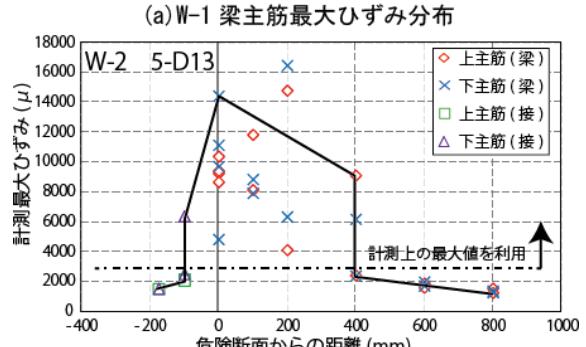
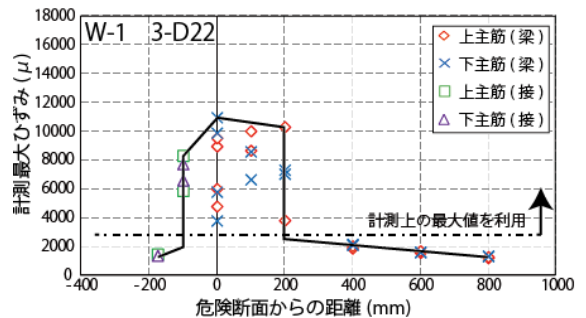


図-7 最大ひずみ分布

確認できた。そこで梁主筋のひずみ分布を図-3(b)のように仮定した。柱梁接合部中央の弾性域は接合部内の付着が大きく劣化した場合、両側から降伏応力度  $\sigma_y$  で引張りを受ける為、降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  とした。このひずみ分布、および接合部中央における主筋の滑り量を試験体の諸元によって決定することで、危険断面に集中する鉄筋の伸び量  $\Delta S (= \Delta S_{uj} + \Delta S_{up})$  を算出する。

#### 4.2 各値の算出方法

梁主筋のひずみ分布を決定するため、以下の値を評価する必要がある(図-3(b)参照)。梁危険断面の主筋のひずみ  $\varepsilon_{TL}$ 、梁部材内の主筋の降伏域と非降伏域の境のひずみ  $\varepsilon_y'$ 、ヒンジ領域長さ  $l_p$ 、柱梁接合部内の主筋の降伏長さ  $l_p'$  および柱梁接合部中央におけるすべり量  $\Delta S_{uj}$  である。それぞれの算出法を以下に示す。

##### (1) 危険断面における主筋のひずみ $\varepsilon_{TL}$

現行の指針<sup>1)</sup>では、梁危険断面の主筋のひずみ  $\varepsilon_{TL}$  を平面保持を仮定した断面解析より求めたコアコンクリート圧壊時の引張主筋のひずみとする。これは3.4で述べたように実験結果を過大評価する。そこで本手法では危険断面における主筋のひずみ  $\varepsilon_{TL}$  は主筋のひずみ硬化開始時ひずみ  $\varepsilon_{UL}$  とする。表-1に平面保持仮定による断面解析から算出した引張主筋のひずみと、本検討で用いたひずみ硬化開始時ひずみを示す。梁主筋が降伏し急激に主筋のひずみが増加すると、主筋周りの付着が劣化し、その後繰り返し荷重を受けることで主筋の降伏領域が拡大し、これに伴い主筋の付着劣化の範囲も拡大する。本実験においても、かぶりコンクリート圧壊時には梁主筋の付着がヒンジ領域内で十分に劣化した。その結果、ヒンジ領域内においてひずみの均一化が起り、ひずみ硬化開始時ひずみ以上のひずみを生じにくいと考える。図-7に示す主筋の最大ひずみの分布でも、主筋のひずみは殆ど  $\varepsilon_{UL}$  以下の値を示した。ただしコンクリート強度が非常に高い場合やヒンジ領域長さが非常に短い場合などは、付着の劣化が十分に進まず、局部的にひずみが増加しひずみ硬化開始時ひずみを超えることが考えられる。そこで本検討で対象としたコンクリート強度： $\sigma_B \leq 55\text{N/mm}^2$ 、ヒンジ領域長さ： $l_p \geq 0.46D$  の範囲で、ヒンジ領域縁におけるひずみ  $\varepsilon_y'$  をひずみ硬化開始時ひずみ  $\varepsilon_{UL}$  とする。ヒンジ領域長さ  $l_p$  の算出法は(3)で示す。

##### (2) 主筋の降伏域と非降伏域の境のひずみ $\varepsilon_y'$

鉄筋は降伏と同時に急激にひずみが増加し、この時のひずみは降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  以上、ひずみ硬化開始時ひずみ  $\varepsilon_{UL}$  以下である。本実験で得られたひずみ分布(図-7)では  $\varepsilon_y'$  は全ての試験体において約0.8~1%を示した。これは主筋の降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  とひずみ硬化開始時ひずみ  $\varepsilon_{UL}$  の平均値とほぼ同値である。そこで本検討では主筋の降伏域と非降伏域の境のひずみ  $\varepsilon_y'$  は式(1)より算出する。

$$\varepsilon_y' = \frac{1}{2}(\varepsilon_y + \varepsilon_{UL}) \quad (1)$$

##### (3) ヒンジ領域長さ $l_p$

吉岡ら<sup>5)</sup>はヒンジ領域長さ  $l_p$  をシアスパン比より算出する手法を提案した。これは柱単体を対象とした結果であり、梁のヒンジ領域長さを算出する際は柱梁接合部からの主筋の抜け出しを考慮する必要がある。そこで図-8に本研究で検討した試験体3体と、姜ら<sup>9)</sup>が行った十字形試験体2体および、梁部材の両側に十字形接合部を有するサ形試験体4体の計9体についてシアスパン比と最大耐力時ヒンジ領域長さを梁せいで除した値の関係を示す。ヒンジ領域長さは主筋の降伏に伴う急激なひずみの増加を確認した範囲とした。対象試験体のシアスパン比は2.3~6.9である。同図では吉岡ら<sup>5)</sup>の検討同様、塑性ヒンジ長さがシアスパン比の増加に伴って長くなる傾向が見られた。また吉岡らの単純柱の実験とは異なり、本検討対象では梁主筋が柱梁接合部および梁部材を通して配筋された。その結果、柱梁接合部内まで主筋の降伏が発生するため、梁部材内のヒンジ領域長さが短くなった。そこで本検討で対象とした  $2.3 \leq a/d \leq 6.9$  の範囲に限って、ヒンジ領域長さ  $l_p$  を最小二乗近似で求めた式(2)で算出することとする。

$$l_p = 0.2(a/d) \cdot D \quad (2)$$

##### (4) 接合部内の主筋の降伏長さ $l_p'$

柱梁接合部内の主筋の降伏長さ  $l_p'$  は、危険断面周辺ひずみ状況から大きな影響を受ける。梁部材内の主筋の伸びが減少すると、変形の適合条件より接合部内の主筋がより伸びる必要がある。その結果、接合部内の降伏長さが拡大する。図-9に(3)で示した9体についてヒンジ

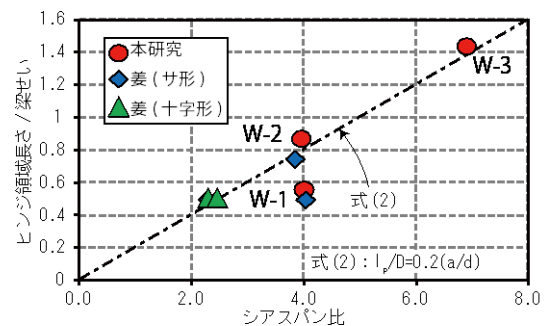


図-8 梁のヒンジ領域長さ

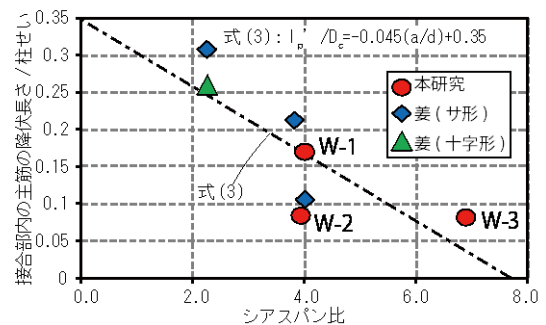


図-9 柱梁接合部内の主筋の降伏長さ

領域長さの決定因子であるシアスパン比と、接合部内の主筋の降伏長さを柱せい( $D_c$ )で除した値の関係を示す。同図より接合部内の主筋の降伏長さが、シアスパン比の増加に伴い短くなる傾向が見られる。これはシアスパン比が大きい部材では梁の広い範囲にわたって曲げひび割れが発生し、梁部材内の主筋の伸びによって大きな変形が得られるのに対し、シアスパン比が短い部材では曲げひび割れが短い範囲でのみ発生し、梁部材内の主筋の伸びだけでは十分に変形出来ないため接合部内の主筋が伸びを负担する必要があるためである。そこで本検討で対象とした  $2.3 \leq a/d \leq 6.9$  の範囲に限って、接合部内の主筋の降伏長さ  $l_p'$  を最小二乗近似で求めた式(3)で算出することとする。

$$l_p' = (-0.045(a/d) + 0.35)D_c \quad (3)$$

#### (5) 柱梁接合部中央におけるすべり量 $\Delta S_{u,j}$

柱梁接合部中央における主筋のすべり量  $\Delta S_{u,j}$  は、接合部内の主筋の付着の良否に大きく左右される。そこで本研究で検討した試験体3体と、姜ら<sup>9)</sup>の試験体6体について、接合部内の付着劣化の起こりやすさの指標である付着指標  $B_1$  と、かぶりコンクリート圧壊時における接合部中央の主筋のすべり量  $\Delta S_{u,j}$  の関係を図-10に示す。この図から付着指標が大きくなるに従って、接合部中央の主筋のすべり量  $\Delta S_{u,j}$  が増加する傾向が見られる。そこで本研究で対象とした付着指標  $0.6 \leq B_1 \leq 1.4$  の範囲で、接合部中央における上端筋のすべり量  $\Delta S_{u,j,t}$ 、下端筋のすべり量  $\Delta S_{u,j,b}$  をそれぞれ最小二乗近似による式(4)(5)で算出する。

$$\Delta S_{u,j,t} = 1.04B_1 - 0.06 \quad (4)$$

$$\Delta S_{u,j,b} = 0.41B_1 + 0.28 \quad (5)$$

#### 4.3 精度の検証

本研究対象の試験体3体の(B)主筋滑り出し変形と(C)塑性回転変形に起因する、危険断面に集中する鉄筋の伸びおよびすべり量の和  $\Delta S$ (図-3(b))について、本論文で提案した推定法による計算値と実験値、および指針<sup>1)</sup>の計算値の比較を図-11に示す。その結果、本手法は指針の提案法に比べ精度は向上したものの、実験値を平均17%過小評価した。これは本手法では危険断面における主筋のひずみ  $\epsilon_{TL}$  を頂点とする台形のひずみ分布を仮定したが、実際はより広い範囲でひずみ硬化開始時ひずみに達したためと考えられる。ただしこれは、かぶりコンクリート圧壊時の部材角を実験値より過小評価し、部材の靱性能を低く見積もった為、安全側の評価である。

#### 5. まとめ

実験から梁曲げ崩壊型鉄筋コンクリート骨組において、梁変形を(A)ヒンジ域のせん断変形、(B)主筋滑り出し変形、(C)塑性回転変形、および(D)非ヒンジ域の弾性曲げ変形の4つの変形成分に分解し、主筋降伏からかぶりコ

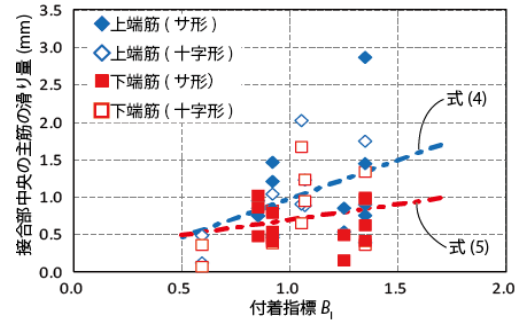


図-10 柱梁接合部中央の主筋の滑り量

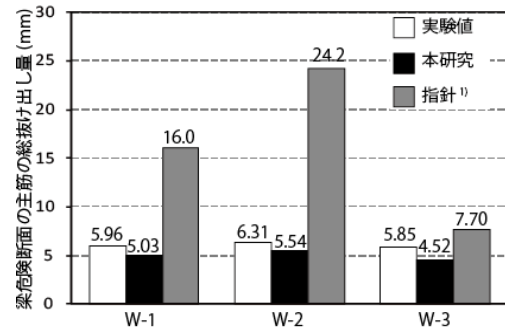


図-11 提案式の精度の検証

ンクリート圧壊までの推移を求めた。その結果、全ての試験体で(C)塑性回転変形が38~73%と最も多くの変形を占めた。(B)主筋の滑り出し変形は付着指標  $B_1$  が小さい試験体では0~5%、大きい試験体では4~18%と大きく変化した。シアスパン比が大きい試験体では(D)非ヒンジ域の弾性曲げ変形が全変形の26~58%と多くを占めた。

かぶりコンクリート圧壊時の変形を上記の4つの変形成分の和として推定するため、かぶりコンクリート圧壊時の引張側主筋のひずみ分布と、柱梁接合部中央における主筋のすべり量の推定法を提案した。本手法による推定値は実験値を平均17%過小評価したが、指針<sup>1)</sup>による評価結果を改善することができた。今回は本研究で用いた3体の試験体のみ精度の検証を行ったが、今後は様々な変数の試験体で、本手法の精度の検証を行う必要がある。

#### 参考文献

- 1) 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
- 2) 鈴木清久、北山和宏、王磊：梁主筋の付着性能に着目した鉄筋コンクリート梁の各種限界変形性能に関する研究、コンクリート工学論文集、第34巻2号、pp.235-240、2012
- 3) 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、1999
- 4) 平石久廣：耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定方法、日本建築学会論文報告集、No.333、pp.55-62、1983、11
- 5) 吉岡研三、岡田恒男、武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究-第2報-破壊機構並びに補強筋の歪分布について、日本建築学会論文報告集、No.282、pp.37-44、1977、8
- 6) 姜柱、北山和宏：鉄筋コンクリート梁の降伏変形推定法、日本建築学会構造系論文集、No.501、pp.85-92、1997、11