

# 論文 部分的に高強度化した鉄筋を柱および梁主筋に用いた RC 造十字形柱梁接合部の実験

岸田 慎司\*1・福山 拓真\*2・村田 義行\*3

**要旨**：鉄筋を曲げモーメントの大きい柱梁接合部付近のみ部分的に高強度化することによって、主筋量を減らすことができ、さらに、曲げモーメントの小さい部分で継手を設けることで普通強度用の継手を使用でき、コスト面においても有効となる。そこで、部分的に高強度化した鉄筋を梁主筋に用いることにより、高強度部分と普通強度部分の境界で梁主筋を降伏させ、積極的にヒンジを柱梁接合部から離すことで、柱梁接合部の損傷低減を目的とした実験を行った。その結果、柱梁接合部から離れた位置でヒンジを形成し、梁曲げ破壊となり、柱梁接合部の損傷低減が実現できた。

**キーワード**：鉄筋コンクリート造、柱梁接合部、部分高強度鉄筋、梁曲げ降伏破壊、ヒンジリロケーション

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の設計において、梁の曲げ降伏を先行させるため、一般的に柱の曲げ強度は、梁の曲げ強度より大きくなるように設計されている<sup>1)</sup>。しかしながら、近年、塩原らの研究により、柱の曲げ強度が梁より 2.0 倍程度以上大きくなければ、柱梁接合部の破壊が先行し、想定通りの崩壊型が実現できない可能性があることが指摘されている<sup>2)</sup>。今後、柱の配筋が過密になることが想定されるが、柱の主筋量を多くすると、施工が困難となる。そこで、部分的に高強度化した鉄筋を柱主筋に用いることで、主筋量を減らすことができ、さらに、部分的に高強度化することによって普通強度用の継手を使用でき、コスト面においても有効となる。

一方で、柱の曲げ強度を大きくしただけでは、柱梁接合部の破壊を抑制することは困難であることから、部分的に高強度化した鉄筋を梁主筋に用いることにより、高強度部分と普通強度部分の境界で梁主筋を降伏させ、積極的にヒンジを柱梁接合部から離すことで、柱梁接合部の損傷の抑制を目的とする。既往の研究<sup>3)4)</sup>では、柱梁接合部付近の主筋量を増やすことによって、ヒンジを柱梁接合部から離しているが、本研究では、鉄筋の高強度化を部分的に行い、曲げモーメントの大きな部分のみを高強度にすることによって、主筋量を減らしつつ、ヒンジを柱梁接合部から離すことができると考えられる。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体概要

試験体諸元一覧を表-1 に、鉄筋の材料特性を表-2 に、試験体形状及び各部材の断面を図-1 に示す。試験

体は 1/2 スケールの平面十字形部分架構 6 体である。A シリーズは部分的に高強度化した鉄筋を梁主筋に用いた試験体で、D シリーズは梁曲げ破壊型となるように設計した試験体と、梁曲げ破壊型の試験体を元に、部分的に高強度化した鉄筋を柱主筋に用いて、柱の主筋量を減らした試験体である。

試験体 A-1 は柱梁主筋ともに普通鉄筋を用いた試験体で梁曲げ降伏後接合部せん断破壊型を先行させた基準試験体である。試験体 A-2 は梁主筋を接合部内(350mm 間)のみ部分的に高強度化した。試験体 A-3 は試験体 A-1 と梁端部での梁曲げ終局強度が等しくなるように梁主筋の径と高強度化範囲を決定しており、部分高強度化の範囲は柱フェイスから 318mm までの区間とした。(図-1 参照) 試験体 A-4 は試験体 A-3 より部分高強度化の範囲を狭めた試験体で、部分高強度化の範囲は柱フェイスから 200mm までの区間とした。また、普通強度と高強度強度の境界付近で梁主筋の座屈を防止するため、試験体 A-4 ではあばら筋のピッチを 150mm から 100mm へ変更した。

試験体 D-1 は柱梁主筋ともに普通鉄筋を用いた試験体で、梁曲げ降伏型である。試験体 D-2 は試験体 D-1 を元に、部分的に高強度化した鉄筋を柱主筋に用いて、柱の主筋量を減らした試験体で、部分高強度化の範囲は梁上端、下端からともに上下 350mm(1D)までの区間とした。

表-1 に示す試験体の柱梁曲げ強度比は、材料試験結果を用い、平面保持を仮定した断面解析によるものである。

### 2.2 加力方法

加力装置図を図-2 に示す。試験体の支持は、梁反曲点位置をピンローラー支持、下柱をピン支持とし、上柱

\*1 芝浦工業大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

\*2 芝浦工業大学 大学院理工学研究科建設工学専攻 修士課程

\*3 高周波熱錬株式会社

表-1 試験体諸元一覧

シリーズ	A				D	
試験体	A-1	A-2	A-3	A-4	D-1	D-2
コンクリート強度	34.7N/mm <sup>2</sup>			42.6N/mm <sup>2</sup>	43.9N/mm <sup>2</sup>	46.2N/mm <sup>2</sup>
梁	引張主筋	4+2-D16(SD345)		2.4-D16,D13(SD345)		4-D16(SD345)
	あばら筋	□-U7.1(SBPD1275/1420)@150		□-U7.1@100		□-U7.1@100
柱	柱主筋	10-D16(SD345)			12-D16(SD345)	6-D16(SD345)
	帯筋	□-U7.1(SBPD1275/1420)@100				
	軸力比	0.16	0.16	0.16	0.13	0.15
接合部	補強筋比	0.32%	0.32%	0.31%	0.31%	0.29%
高強度化	高強度化	なし	梁主筋			なし
	範囲	-	接合部内のみ	端部より318mm	端部より200mm	端部より350mm
柱梁曲げ強度比	1.35	1.33	1.33	1.47	2.15	2.39
接合部せん断余裕度	1.15	1.15	1.18	1.41	1.92	1.99

共通因子      ・梁スパン 3200mm      ・梁断面 250×400mm      ・柱スパン 2830mm      ・柱断面 350×350mm

表-2 鉄筋の材料特性

試験体	鉄筋	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
A-1	D13(SD345)	366	2466	1.74	554	
	D13(高強度)	1145	8002	1.90	1420	
	A-2	D16(SD345)	371	2064	1.92	560
		D16(高強度)	1116	8095	1.83	1396
A-3	U7.1	1309	8935	1.89	1428	
A-4	D13(SD345)	379	2128	1.91	556	
	D13(高強度)	972	7187	1.87	1050	
D-1	D16(SD345)	396	2166	1.91	560	
D-2	D16(高強度)	964	7110	1.89	1054	
	U7.1	1434	9079	2.02	1466	

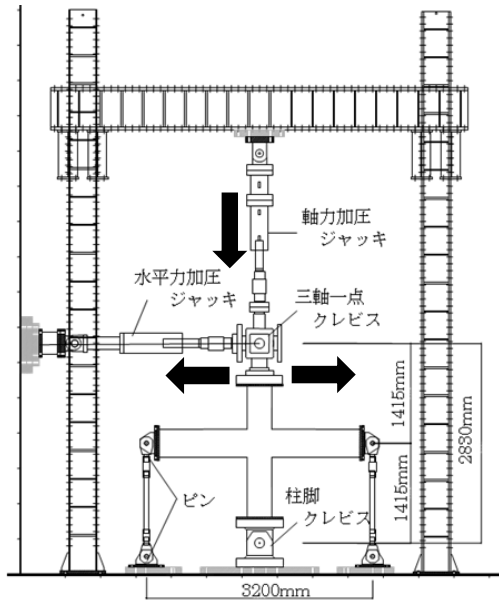


図-2 加力装置図

に3軸1点クレビスを設けて、柱に軸力導入後、水平ジャッキで載荷した。加力は層間変位制御による正負交番繰り返し載荷とした。層間変形角0.25%の加力を1回、層間変形角0.5%、1.0%、2.0%の加力を各2回、層間変形角3.0%の加力を1回(Dシリーズは2回)、層間変形角4.0%の加力を2回、その後、引き切りを5.0%~6.0%の間で行った。

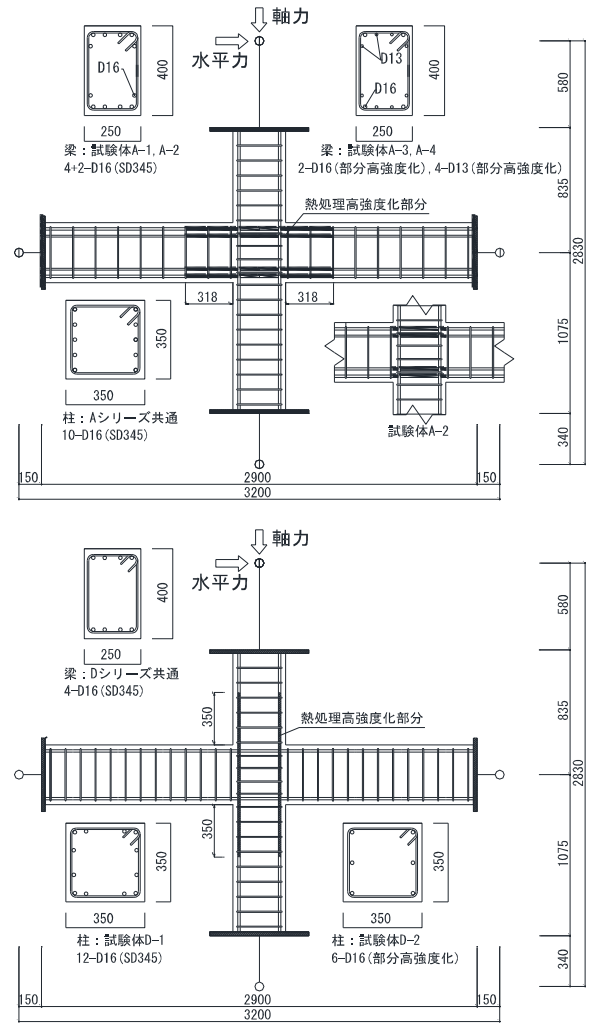


図-1 試験体形状及び各部材の断面

### 3. 実験結果

#### 3.1 層せん断力と層間変形角関係と破壊性状

層せん断力 Q-層間変形角 R 関係を図-3 に、層間変形角 4.0% の 2 サイクル目の破壊状況を写真-1 に示す。図-3 中には最大耐力、鉄筋のひずみの値から判断した梁主筋、柱主筋の降伏、平面保持を仮定した断面解析から算出した梁曲げ降伏時(1 段筋及び 2 段筋)の層せん断力と接合部せん断終局時の層せん断力を示す。

- △ 梁曲げひび割れ
- 梁主筋降伏
- × 最大耐力
- 接合部せん断終局時層せん断力

- ◇ 接合部せん断ひび割れ
- 柱主筋降伏
- 梁曲げ降伏時層せん断力

接合部せん断強度  $V_{ju}$

$$V_{ju} = \kappa \phi (0.8 \sigma_B^{0.712}) b_j D_j$$

$\kappa$  : 形状係数

$\phi$  : 直交梁の有無による補正係数

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度

$b_j$  : 接合部有効幅

$D_j$  : 柱せい

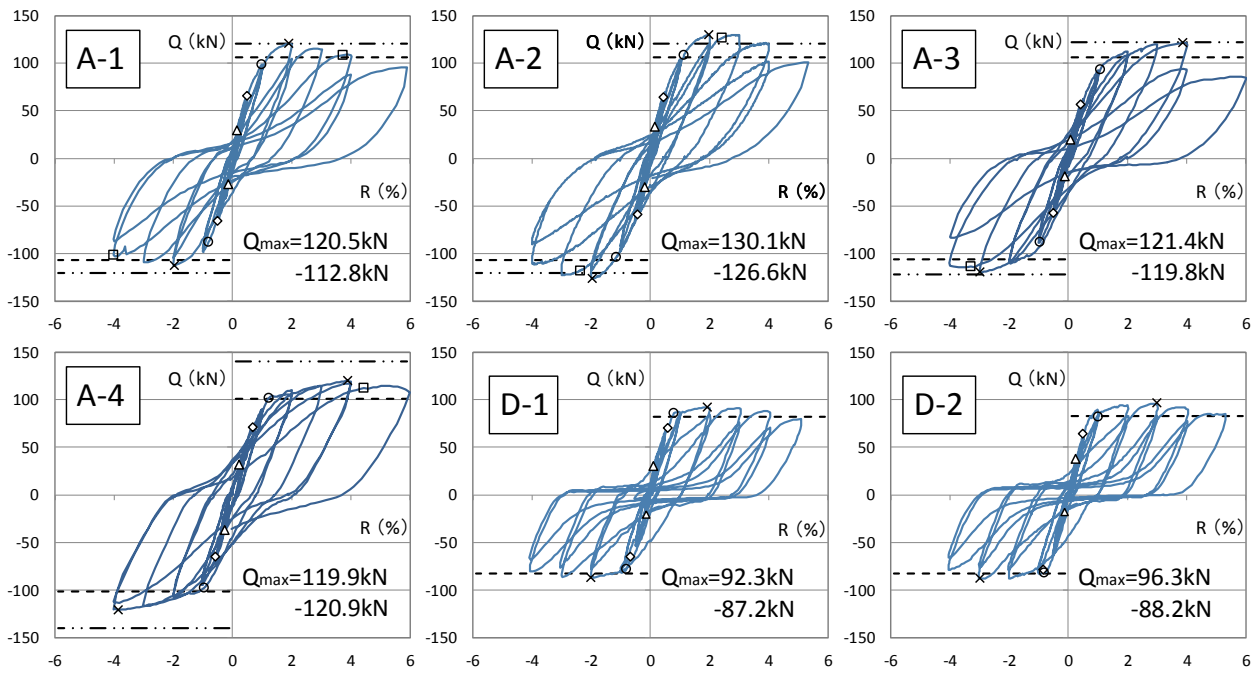


図-3 層せん断力 Q-層間変形角 R 関係

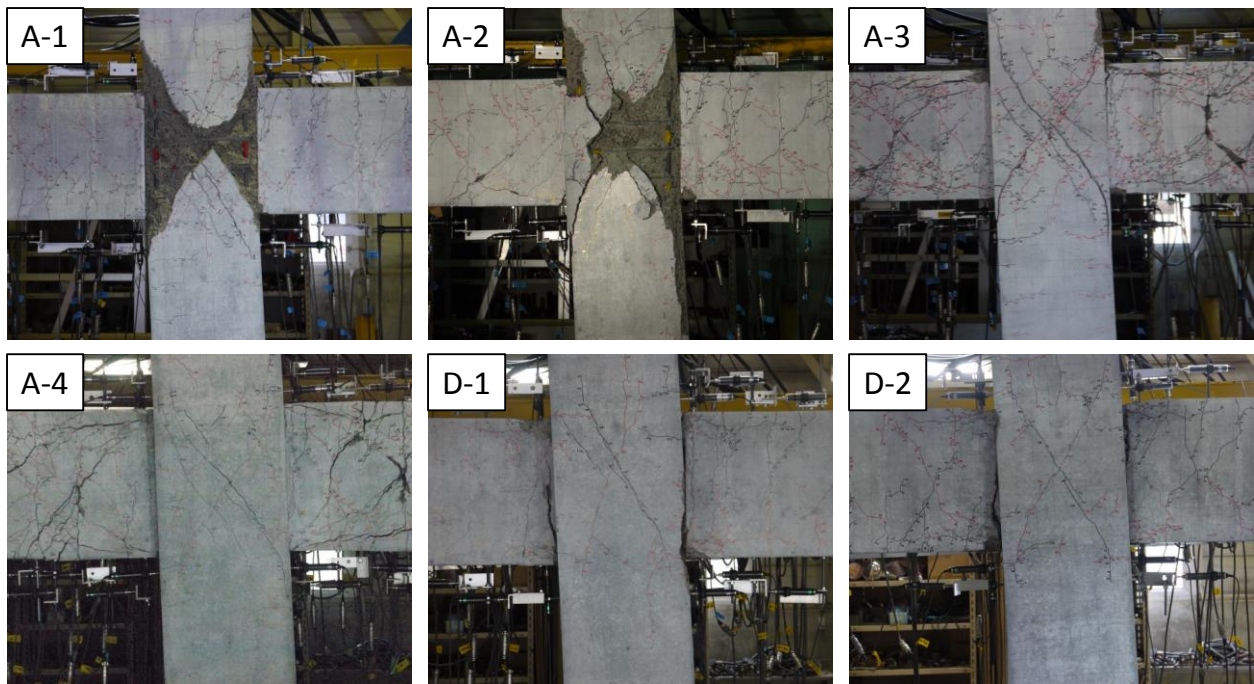


写真-1 破壊状況(層間変形角 4.0%)

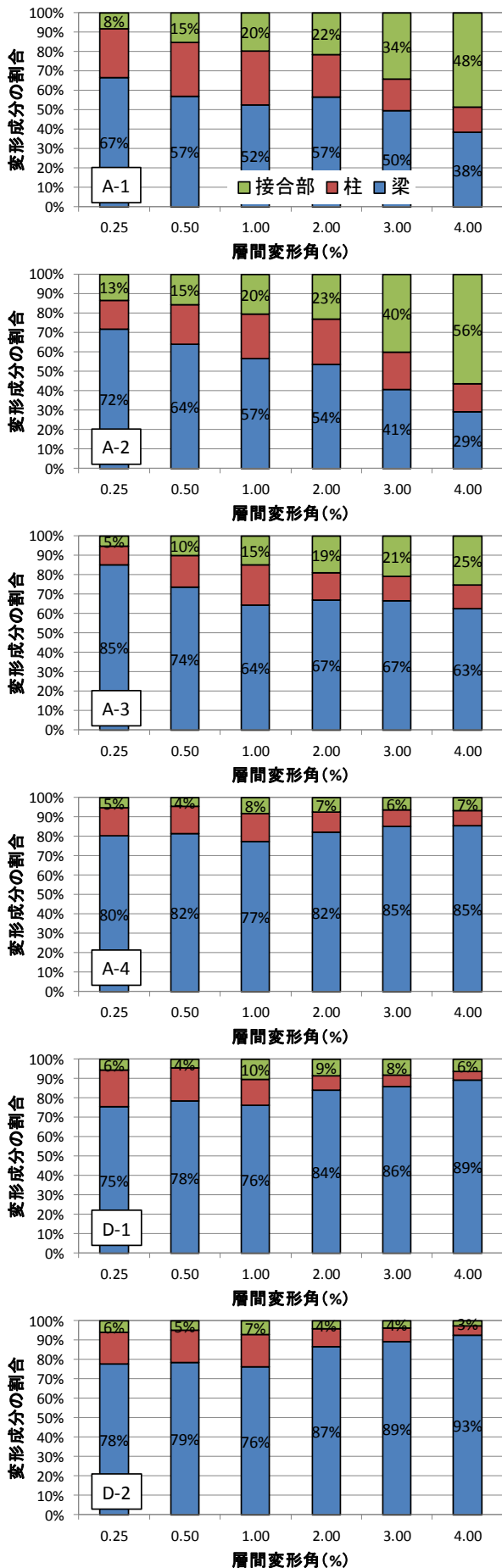


図-4 各部材の変形成分

試験体 A-1 の最大耐力は梁曲げ降伏時層せん断力を上回り、接合部せん断終局時層せん断力とほぼ等しい。柱梁接合部の損傷は大きく、かぶりコンクリートが剥落した。梁主筋を接合部内のみ高強度化した試験体 A-2 は試験体 A-1 に比べ最大耐力が約 10% 増加し、接合部せん断終局時層せん断力を上回った。最大耐力が増加したのは、梁主筋の強度境界部が想定していた接合部の危険断面位置より外に離れた箇所にてできてしまったと考えられる。しかし、接合部の損傷が大きく、破壊性状に違いは見られなかった。梁主筋を柱フェイスから 318mm までの区間を高強度化した試験体 A-3 は、最大耐力を層間変形角 4.0% のサイクルでむかえ、その値は試験体 A-1 とほぼ同等であった。履歴性状は最大耐力時まで紡錘型であるが、接合部内における柱主筋の降伏が確認されたサイクルからの耐力低下が顕著に表れた。梁の高強度化の境界部分に損傷が集中したものの、柱梁接合部のせん断ひび割れの幅は層間変形角 3.0% 時で 2.25mm と大きかった。梁主筋を柱フェイスから 200mm までの区間を高強度化した試験体 A-4 も層間変形角 4.0% のサイクルで最大耐力となった。履歴性状は紡錘型を示し、耐力低下も極めて小さかった。梁主筋の強度境界部付近に損傷が集中し、柱梁接合部のせん断ひび割れの幅は層間変形角 3.0% 時で 0.75mm と試験体 A-3 に比べて、小さかった。

試験体 D-1 は梁端に損傷が集中し、柱梁接合部の損傷は小さかった。履歴性状は逆 S 字型であり、接合部内の梁主筋の付着劣化の影響が考えられる。柱主筋を部分高強度化した試験体 D-2 も試験体 D-1 と同様な履歴性状、破壊性状を示した。

### 3.2 各部材の変形成分

各部材の変形成分を図-4 に示す。図中の数値は、接合部の変形成分および梁の変形成分が各変形成分の合計に占める割合を示す。

試験体 A-1 は層間変形角が大きくなるにつれて、梁から接合部へと変形成分が推移し、層間変形角 4.0% 時になると接合部の変形が梁の変形を上回った。梁主筋を接合部内のみ高強度化した試験体 A-2 も試験体 A-1 と同様な変形成分の推移が見られた。梁主筋を柱フェイスから 318mm までの区間を高強度化した試験体 A-3 は、梁の変形成分が層間変形角 1.0% 以降、ほぼ 65% で一定であるが、接合部の変形成分は層間変形角が大きくなるにつれて、徐々に増加した。梁主筋を柱フェイスから 200mm までの区間を高強度化した試験体 A-4 は、層間変形角 4.0% 時まで梁の変形成分が大きく、一定値であり、接合部の変形成分はわずかであった。

試験体 D-1 は、層間変形角 4.0% 時まで梁の変形成分が大きく、接合部の変形成分は微小であった。また、梁主筋が降伏した層間変形角 1.0% 以降梁の変形成分は増加

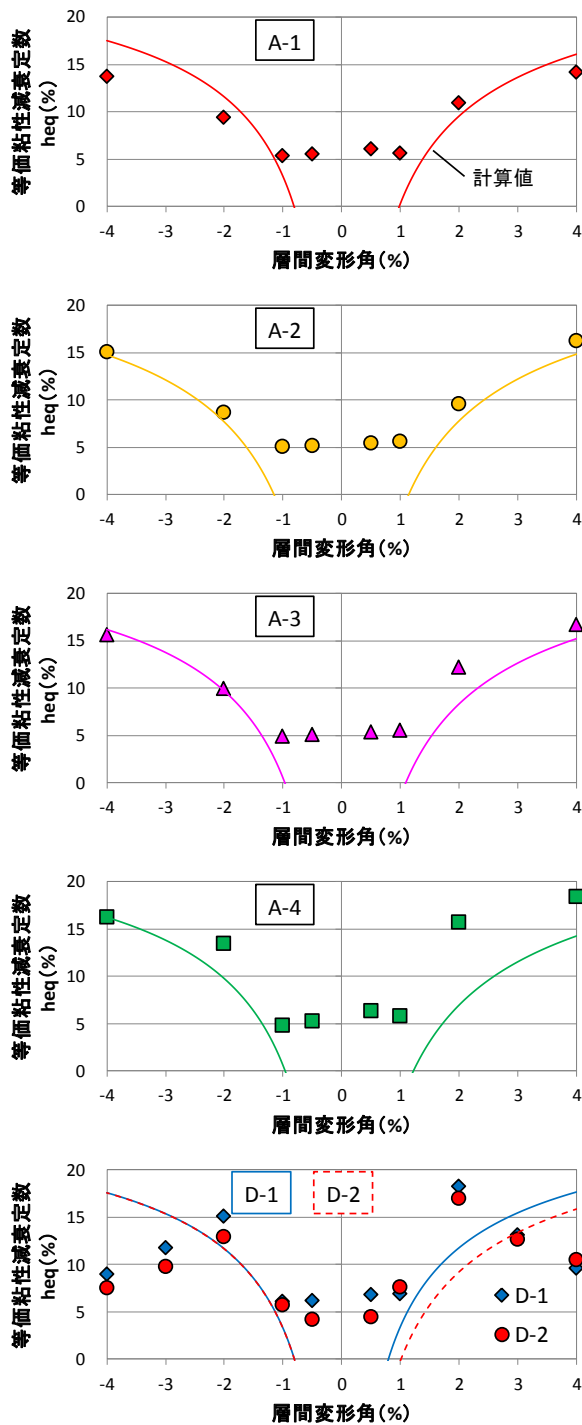


図-5 等価粘性減衰定数

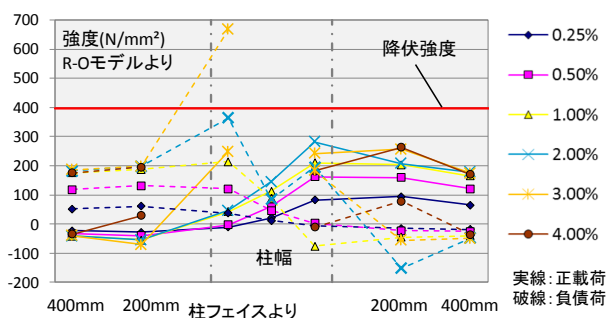


図-6 試験体 D-1 の梁主筋応力分布

傾向にあった。柱主筋を部分高強度化した試験体 D-2 も試験体 D-1 と同様な変形成分の推移であった。

### 3.3 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数を図-5 に示す。等価粘性減衰定数は載荷繰り返し 2 回目の層せん断力-層間変形角関係から求めた値である。図中の計算値は等価線形化法に基づく限界耐力計算において基本的な評価法である。(式(1))

$$heq = 1/\pi \times \left(1 - 1/\sqrt{\mu}\right) \quad (1)$$

$$\text{塑性率} : \mu = R/R_y \quad (2)$$

$R$  : 層間変形角  $R_y$  : 梁主筋降伏時の層間変形角

試験体 A-1 の等価粘性減衰定数は層間変形角 1.0%までの平均値は 5.6%であった。層間変形角 2.0%の正載荷時は実験値が計算値を上回るが、層間変形角 2.0%の負載荷時に降、実験値が計算値を下回る結果となった。梁主筋を接合部内のみ高強度化した試験体 A-2 の等価粘性減衰定数は層間変形角 1.0%までの平均値は 5.3%であった。層間変形角 2.0%以降は、ほぼ計算値の値となった。梁主筋を柱フェイスから 318mm までの区間を高強度化した試験体 A-3 の等価粘性減衰定数は層間変形角 1.0%までの平均値は 5.2%であった。層間変形角 2.0%以降は試験体 A-2 同様、ほぼ計算値の値となった。梁主筋を柱フェイスから 200mm までの区間を高強度化した試験体 A-4 の等価粘性減衰定数は層間変形角 1.0%まで平均値は 5.5%であった。層間変形角 2.0%以降は、実験値が計算値を大きく上回った。強度境界部で梁主筋降伏後、梁の変形成分が支配的となり、接合部の損傷が少ないことでエネルギー吸収能力が優れていることを確認した。

試験体 D-1 の等価粘性減衰定数は層間変形角 1.0%までの平均値は 6.5%であった。層間変形角 2.0%時は実験値が計算値を大きく上回るが、それ以降、層間変形角が大きくなるにつれ、等価粘性減衰定数は減少していき、層間変形角 3.0%時以降実験値が計算値を下回る結果となった。これは層間変形角 3.0%時になると圧縮側梁主筋の引張り側への転化が顕著に表れており、付着劣化の影響が考えられる。(図-6 参照) 梁主筋降伏後、梁の変形成分が支配的となり、接合部への損傷は少ないが、接合部内における梁主筋の付着劣化によって、エネルギー吸収能力が劣ることを確認した。柱主筋を部分高強度化した試験体 D-2 の等価粘性減衰定数は層間変形角 1.0%までの平均値は 5.5%であった。層間変形角 2.0%以降は試験体 D-1 と同等な結果となった。梁主筋の応力分布も試験体 D-1 と同様であった。

### 3.4 接合部せん断応力度

試験体 A-3 と A-4 の接合部せん断応力度-接合部せん断変形角関係を図-7 に示す。鉄筋の応力は危険断面位置

に貼付したひずみゲージの出力を Ramberg-Osgood モデルによって応力に変換して求めた。

試験体 A-3 は正載荷時に層間変形角 3.0%以降、接合部せん断応力度が接合部せん断強度を上回った。試験体 A-4 は接合部せん断応力度が接合部せん断強度を上回ることはなかった。

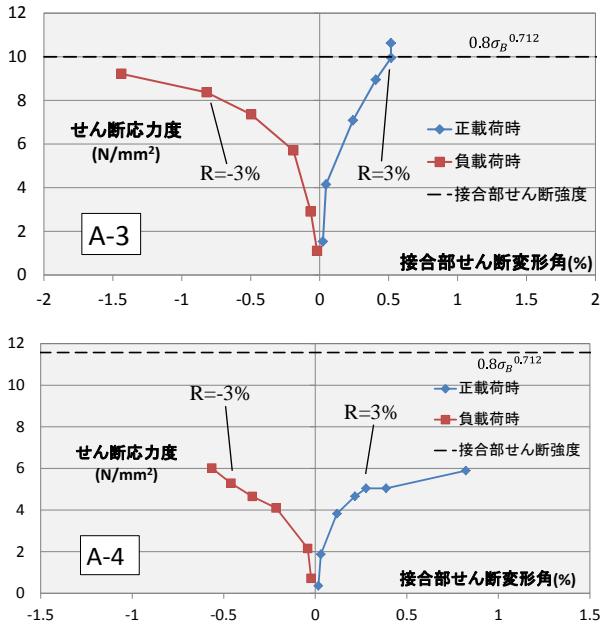


図-7 接合部入力せん断応力度

### 3.5 破壊形式

試験体 A-1 は梁主筋降伏後最大耐力に達し、その後、接合部の変形成分が増加して、柱梁接合部の損傷が激しくなったため、破壊形式を梁曲げ降伏後接合部せん断破壊型(BJ型)とする。梁主筋を接合部内のみ高強度化した試験体 A-2 も、試験体 A-1 と同様、梁主筋降伏後最大耐力に達し、その後、接合部の変形成分が増加して、柱梁接合部の損傷が激しくなったため、破壊形式を梁曲げ降伏後接合部せん断破壊型(BJ型)とする。梁主筋を柱フェイスから 318mm までの区間を高強度化した試験体 A-3 は柱梁接合部におけるかぶりコンクリートの剥落はないもののせん断ひび割れの幅が大きく、顕著な耐力低下も見られたことから、破壊形式を梁曲げ降伏後接合部せん断破壊型(BJ型)とする。梁主筋を柱フェイスから 200mm までの区間を高強度化した試験体 A-4 は履歴性状が紡錘型であり、最終変形時まで梁の変形成分が大きく、柱梁接合部に大きな損傷は見られなかったため、破壊形式を梁曲げ降伏型(B型)とする。

試験体 D-1 は梁主筋降伏後最大耐力に達し、最終変形時まで梁の変形成分が大きく、柱梁接合部に大きな損傷は見られなかったため、破壊形式を梁曲げ降伏型(B型)とする。柱主筋を部分高強度化した試験体 D-2 も試験体 D-1 同様、梁主筋降伏後最大耐力に達し、最終変形時

で梁の変形成分が大きく、柱梁接合部に大きな損傷は見られなかったため、破壊形式を梁曲げ降伏型(B型)とする。

## 4. まとめ

部分的に高強度化した鉄筋を梁主筋に用いることで、柱梁接合部の変形を抑制し、柱梁接合部の損傷の低減が見込める。また、高強度化する範囲が接合部内のみであると、柱梁接合部の変形と損傷は抑制できず、高強度化する範囲が柱フェイスから 200mm 以上の範囲であると柱梁接合部の変形と損傷を抑制できることを確認した。

梁曲げ降伏後接合部せん断破壊型となった試験体 A-3 で見られた耐力低下、柱梁接合部の損傷を防ぐには、梁曲げ降伏時の接合部入力せん断力が接合部のせん断強度に達しないように、余裕を持たせることと接合部内における柱主筋の降伏を防ぐことが重要だと考えられる。

部分的に高強度化した鉄筋を柱主筋に用いて、柱の主筋量を減らしても、最大耐力や破壊性状に変わりはなく、柱主筋の低減を見込めることが確認できた。

今後、主筋の塑性化や付着性状などを明確にして、高強度化の範囲を定量的に評価することが必要であると考える。

## 参考文献

- 1) 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
- 2) 楠原文雄,塩原等：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度に及ぼす設計因子の影響：第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集,pp1398-1405：2010.11
- 3) 高稲宜和,山元雄亮,永井寛,丸田誠：ヒンジリロケーションを用いた RC 壁柱-床梁架構の構造性能：(その 1) 十字形及び T 形架構の構造実験：日本建築学会学術講演梗概集, pp377-378：2009.07
- 4) 鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法を用いた耐震性能評価法：日本建築学会大会パネルディスカッション資料, pp8-17：2013.08
- 5) 村田義行,服部修三,岸田慎司他：部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部の力学的挙動に関する実験研究：(その 1), (その 2)：日本建築学会学術講演梗概集, pp425-428：2014.09

## 謝辞

本研究は高周波熱錬株式会社との共同で行ったものです。また、本実験はアシス株式会社で試験体を製作し、首都大学東京の大型構造物実験棟で行いました。本研究において、首都大学東京の北山和宏教授、研究室の方々、アシス株式会社の方々にも多大な協力を得ました。ここに深く感謝の意を表します。