# 論文　鉄筋コンクリート造柱･梁接合部パネル内に鋼板バンドを用いた場合の力学性状

澤木　講治郎[*1]・沢田　涼佑[*2]・岸田　慎司[*3]

**要旨**：一般的な鉄筋コンクリート造柱梁接合部について，柱と梁の曲げ強度の比の異なる場合と，同じ柱と梁の曲げ強度の比であっても，接合部付近の補強筋の代わりに鋼板を溶接して管状にしたものを使用する場合での接合部の破壊性状に与える影響を確認するため，試験体を梁降伏先行型となるよう試験体を 4 体作製し，正負交番繰り返し載荷実験を行った。接合部の破壊性状に与える影響として，柱曲げ強度比の違いだけでなく，接合部内の補強筋量も破壊性状に影響することを把握した。

**キーワード**：鉄筋コンクリート，柱梁接合部，鋼板バンド，柱梁曲げ強度比

## 1. はじめに

現在の鉄筋コンクリート造の耐震設計[1)]においては，柱梁接合部に接続する梁部材端に曲げ降伏ヒンジを想定し（梁降伏先行型），柱梁接合部に破壊は起こらないように設計されている。しかし，梁降伏先行型に設計された場合でも，柱と梁の曲げ強度の比（柱梁曲げ強度比）が 1.0 に近い場合には，柱梁接合部内部で柱の主筋も降伏して柱梁接合部に損傷が集中し，接合部破壊となってしまうことが報告されている[2)]。

今回の実験では，柱梁曲げ強度比が 1.0 に近く，接合部せん断余裕度が 1.0 以上で設計された梁降伏型の場合であっても，接合部破壊となることを確認する。また，柱上下危険断面付近と接合部中央部の補強筋の代わりに鋼板を溶接して管状にしたもの（以下，鋼板バンド）を巻きつけた場合や，柱主筋を高強度化させて柱梁曲げ強度比を変化させた場合に，柱梁曲げ強度比による接合部破壊に与える影響を検証し，鋼板バンド補強や柱主筋の高強度化による終局強度および破壊性状の違いを確認する。

鋼板バンドを巻く目的として，接合部中央部に鋼板バンドを巻く場合では，通常の補強筋と異なり面でコアコンクリートを拘束し，接合部せん断変形を抑えることである。また，柱上下危険断面に鋼版バンドを巻いた場合においては，補強効果が確認された既往の研究[3)]もあり，本実験において確認することである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体は中低層住宅（4 階建て程度）の中間階の 1/2 スケールの平面十字型部分架構試験体 4 体とした。**図-1** に試験体 B-0 の形状と寸法を，**図-2** に各試験体の接合部の詳細を示し，**表-1** に試験体諸元を示す。基準試験体で

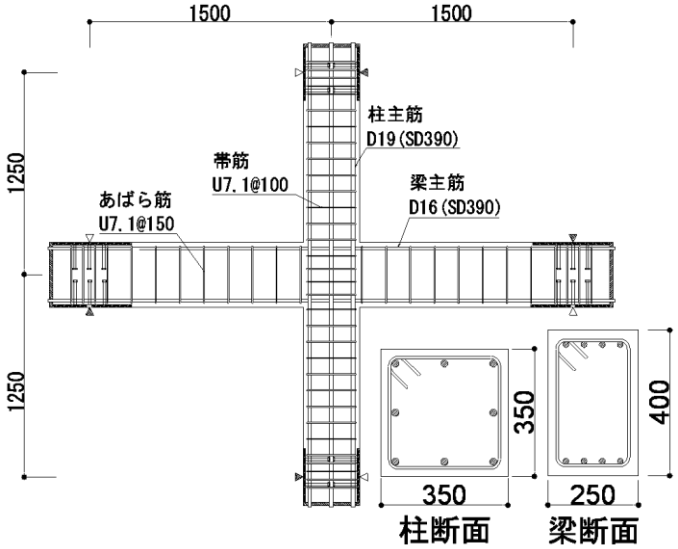



**図-1　試験体緒元（B-0）**

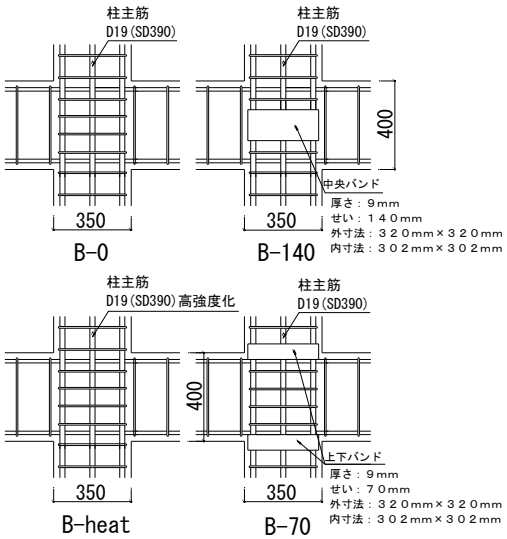



**図-2　接合部の詳細**

*1 東京工業大学　総合理工学研究科人間環境システム専攻　修士課程　（学生会員）
*2 東京工業大学　総合理工学研究科環境理工学創造専攻　修士課程
*3 芝浦工業大学准教授　工学部建築学科　博士（工学）　（正会員）

表-1　試験体緒元

| 試験体名 | B-0 | B-140 | B-70 | B-heat |
|---|---|---|---|---|
| 柱主筋 | 8-D19(SD390) | | | 8-D19(SD390 高強度化) |
| 接合部補強筋 | □-U 7.1(SBPD 1275/1420)@ 80 | – | □-U 7.1(SBPD1275/1420)@ 80 | |
| 接合部補強筋比 | 0.30% | 1.23% | 0.30% | |
| 柱梁曲げ強度比 | 1.09 | | | 2.1 |
| 接合部せん断余裕度 | 1.45 | | | |

【共通因子】
・梁断面　250×400 mm
・柱断面　350×350 mm
・梁主筋　4-D16(SD390)
・あばら筋　□-U7.1(SBPD1275/1420)@150
・帯筋　□-U7.1(SBPD1275/1420)@100

B-140の接合部横補強筋比は、バンドの断面積を補強筋断面積として変換し、以下の式で補強筋比を算出。

$$\frac{\frac{E_b}{{}_wE_s}\cdot A_b + 2\cdot A_w}{B_c\cdot j}$$

$E_B$：鋼板のヤング係数[N/mm²]
${}_wE_s$：接合部補強筋のヤング係数[N/mm²]
$A_b$：鋼板バンド断面積[mm²]
$A_w$：接合部補強筋断面積[mm²]
$b_c$：柱幅[mm]
j：梁の主筋間距離[mm]

表-2　コンクリートの材料特性

| コンクリート | | | |
|---|---|---|---|
| 圧縮強度 (N/mm²) | 圧縮強度時歪 (μ) | 割線剛性 (kN/mm²) | 割裂引張強度 (N/mm²) |
| 34.90 | 2020 | 28.98 | 2.66 |

コンクリート強度は全試験体共通

表-3　鋼材の材料特性

| 鋼種 | 降伏応力度 (N/mm²) | 降伏歪 (μ) | 引張強度 (N/mm²) | ヤング係数 (×10⁵N/mm²) |
|---|---|---|---|---|
| D16(SD390) | 447.9 | 2868 | 643.2 | 1.82 |
| D19(SD390) | 479.3 | 2706 | 659.0 | 1.83 |
| D19(SD390)高強度 | 938.8 | 5292 | 996.3 | 1.77 |
| U7.1(SBPD1275/1420) | 1339.5 | 7229 | 1392.5 | 1.85 |
| 鋼板 | 222.5 | 3238 | 349.7 | 1.80 |

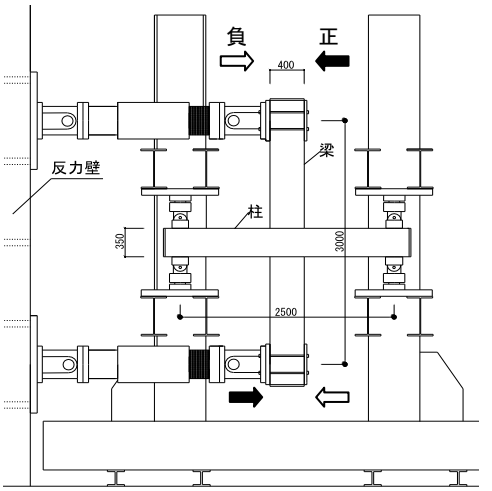


図-3　加力装置図

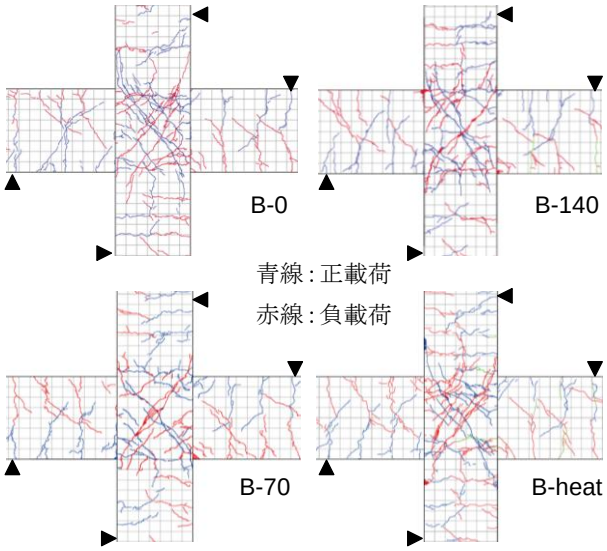


図-4　R=3%時のひび割れ状況

ある試験体 B-0 は，柱梁曲げ強度比を 1.0 に，接合部せん断余裕度を 1.45 として梁降伏先行型に設計した。試験体 B-70 は，上下柱危険断面に鋼板バンドを，試験体 B-140 は柱梁接合部の中央部分に鋼板バンドをそれぞれ補強筋の代わりに巻いている。試験体 B-heat は，柱主筋 D19（SD390）を高強度化させて柱の曲げ強度を高めることにより，柱梁曲げ強度比を 2.0 としている。

試験体の柱断面を 350mm×350mm，梁断面を 250mm×400mm，柱芯から梁端加力点までが 1500mm，梁芯から上柱および下柱支持点までがそれぞれ 1250mm とした。

柱主筋において，試験体 B-0，B-70，B-140 が 8-D19（SD390）を，試験体 B-heat では，熱処理して高強度化したものを通し配筋としている。帯筋はウルボン U7.1（SBPD1275/1420）を使用し，上下の柱においては 100mm 間隔で配筋している。接合部内では，試験体 B-0，B-70，B-heat は U7.1（SBPD1275/1420）を 80mm 間隔で 4 本配筋しており，試験体 B-140 は接合部中央に補強筋 2 本の代わりに厚さ 9mm，せい 70mm，外寸法 320×320mm の鋼板バンド（以下，中央バンド）を使用している。試験体 B-70 は上下柱危険断面の帯筋の代わりに，それぞれ厚さ 9mm，高さ 140mm，外寸法 320×320mm の鋼板バンド（以下，上下バンド）を使用している。梁主筋は，全試験体を 4-D16（SD390）とした。あばら筋は，U7.1（SBPD1275/1420）を 150mm 間隔で配筋した。

### 2.2 加力方法

加力装置の都合上，試験体を 90 度回転させて試験体を設置した。柱頭，柱脚をピン支持，試験体の両梁端をジャッキにより正負交番繰り返し載荷を行った。加力は変位制御として，層間変形角 R=0.25%を 1 サイクル，R=0.5，1，2%をそれぞれ 2 サイクル，R=3%を 1 サイクル，R=4%を 2 サイクル行った後押切（R=7%）を行った。なお今回は軸力を 0 として行った。

## 3. 実験結果

### 3.1 実験の経過と層せん断力－層間変形角関係

**図-4** に R=3%時のひび割れ状況を，**図-5** に各試験体の層せん断力－層間変形角関係を，**表-4** に実験結果一覧を示す。**図-4** のひび割れ状況では，ひび割れは正載荷時を青線で，負載荷時を赤線で示した。

表-4　実験結果一覧

| 試験体 | | B-0 | B-140 | B-70 | B-heat |
|---|---|---|---|---|---|
| 接合部斜めひび割れ | 正 | 計測せず | 43.6 | 30.5 | 36.7 |
| | | 計測せず | 0.45 | 0.29 | 0.29 |
| | 負 | 計測せず | −40.2 | −36.8 | −39.0 |
| | | 計測せず | −0.45 | −0.42 | −0.4 |
| 梁主筋降伏 | 正 | 98.9 | 105.4 | 101.2 | 107.5 |
| | | 1.71 | 1.73 | 1.67 | 1.67 |
| | 負 | −104.2 | −99.0 | −97.5 | −101.4 |
| | | −1.82 | −1.68 | −1.59 | −1.81 |
| 柱主筋降伏 | 正 | 101.6 | 99.4 | 105.3 | 未降伏 |
| | | 1.97 | 1.47 | 2.55 | |
| | 負 | −102.5 | −96.0 | −92.9 | |
| | | −1.7 | −1.55 | −1.47 | |
| 接合部横補強筋降伏 | | 未降伏 | 未降伏 | 未降伏 | 未降伏 |
| 最大層せん断力 | 正 | 105.4 | 116.1 | 108.8 | 115.7 |
| | | 2.98 | 2.97 | 2.93 | 2.92 |
| | 負 | 107.3 | −109.8 | −107.6 | −110.0 |
| | | −2.95 | −2.94 | −2.96 | −2.96 |

上段：層せん断力[kN]，下段：層間変形角[%]

実験の経過としては，各試験体とも R=0.25%サイクル時に柱および梁の危険断面に曲げひび割れが発生し，R=0.5%サイクル時に接合部パネルの中央部に斜めひび割れが発生した。その後，各試験体とも R=2%時で梁主筋が降伏した。また，試験体 B-0，B-70，B-140 は R=2%時で梁主筋降伏とほぼ同時に柱主筋も降伏した。また試験体 B-0 では，R=4%時に接合部のかぶりコンクリートが剥落した。試験体 B-heat は，柱主筋の降伏は見られず，梁主筋のみ降伏した。R=2%時の各試験体の接合部補強筋の歪は，試験体 B-0 では ε=3025(μ)，試験体 B-140 では ε=910(μ)，試験体 B-70 では ε=1869(μ)，試験体 B-heat では ε=1800(μ)となり，試験体 B-0 の接合部補強筋が大きく歪んでいる。また，最大層せん断力は，試験体 B-0，B-140，B-70 では正載荷，負載荷ともに R=3%時となり，試験体 B-heat では，正載荷が R=3%時に，負載荷が R=4%時にそれぞれ最大となった。各試験体の最大耐力を比較すると，試験体 B-heat，B-140 は試験体 B-0 に比べて 10%耐力が高くなった。最大耐力以降の変形では，試験体 B-0，B-70 では緩やかに耐力低下をしたが，試験体 B-140，B-heat は変形が増大しても耐力低下をしなかった。

### 3.2 変形成分

**図-6** に正載荷時における各サイクルのピーク時の梁，柱および接合部の各部材の変形が層間変位に占める割合を示す。梁変形は，試験体に設置した変位計から梁先端部での変形と梁端部での回転変形を加算して求めた。柱変形は柱端部の回転変形から求めた。接合部変形は，接合部の対角方向に設置した変位計から接合部せん断変形により求めた。梁，柱および接合部成分は測定値を用いているため，それらの和は直接測定した層間変位と

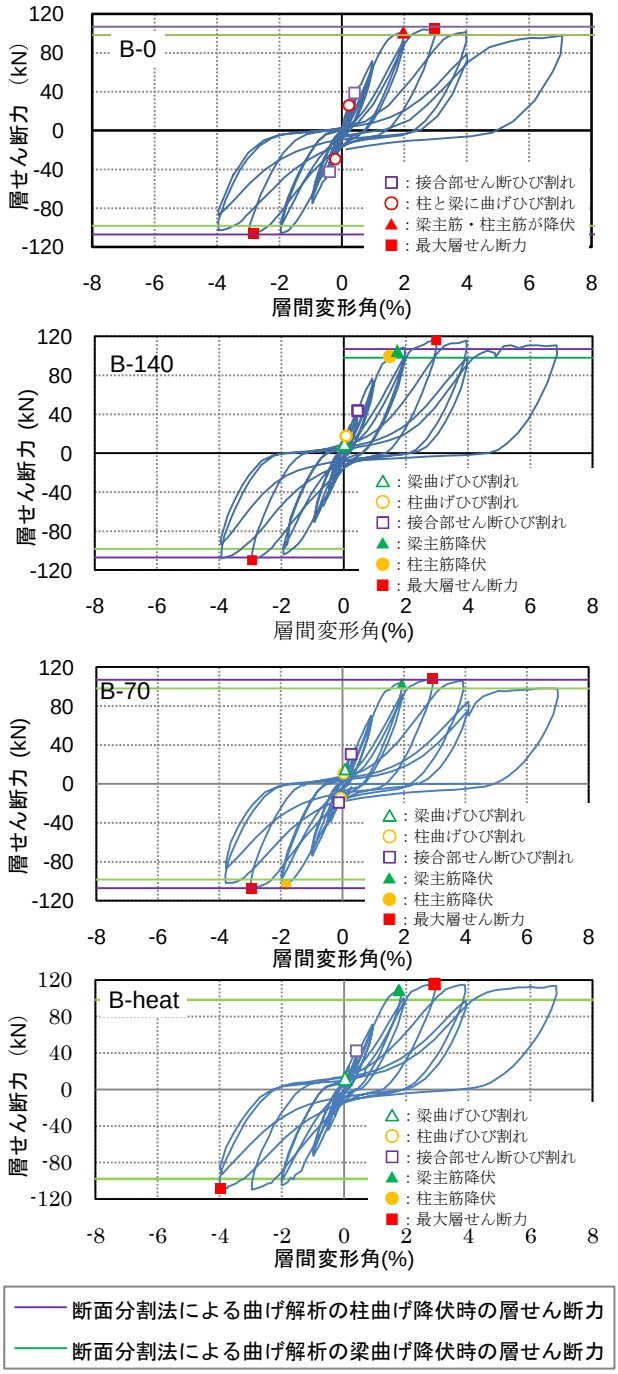



**図-5 層せん断力－層間変形角関係**

は必ずしも一致せず誤差を含んでいる。

試験体 B-0 において，接合部の変形成分の割合が他の試験体と比べて大きく，正載荷では R=4%（層間変形が 120mm）で接合部の変形成分の割合が一番大きくなっている。試験体 B-140 では，初期から梁の変形成分の割合が大きく，接合部の変形成分の割合が一番小さい。試験体 B-70 では，梁の変形成分の割合が大きいが，押切(R=7%)で接合部の変形成分の割合が増大した。試験体 B-heat は，梁の変形成分の割合が一番大きく，柱の変形成分の割合が一番小さい。各試験体の破壊形式として，破壊状況や主筋の降伏状況や補強筋の歪および**図-6** の

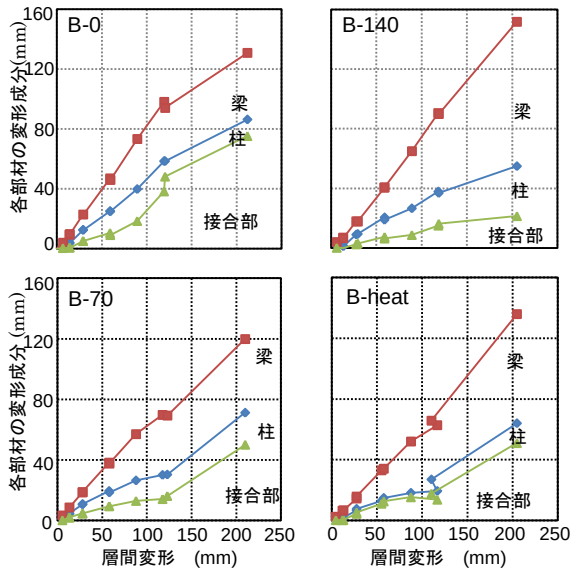



図-6　層間変形に占める各部材の変形成分

変形の割合から，試験体 B-0 では，R=2%時で梁および柱主筋が降伏し，接合部補強筋が大きく歪んだことや層間変形に占める接合部の変形の割合が大きいことから，梁および柱主筋降伏後の接合部せん断破壊型と判断した。また，試験体 B-70，B-140 では，R=2%時で梁および柱主筋が降伏したものの，接合部補強筋があまり歪まず，層間変形に占める接合部の変形の割合も小さいことから，梁および柱主筋降伏先行型，試験体 B-heat では，梁主筋のみ降伏したため梁曲げ降伏先行型と判断した。

### 3.3 等価粘性減衰定数

**図-7** に各試験体の等価粘性減衰定数－層間変形角関係を示す。履歴減衰によるエネルギー吸収性能は，次式による等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ で表すことができる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi}\left[\frac{\Delta W}{W}\right] \quad (1)$$

ここで，　$_{\Delta}W$：1 サイクルの損失エネルギー

　　W：等価剛性による弾性ひずみエネルギー

である。 $_{\Delta}W$は，各サイクルの繰り返し裁荷時におけるループ面積を用いている。各試験体の$h_{eq}$ を比較すると，R=0.5%時では試験体 B-0 の$h_{eq}$ は 10.1%であり，他の試験体と比べて値が大きい。R=1%時では，各試験体とも $h_{eq}$ の値はあまり変わらなかったが，R=2%以降では，試験体 B-0 の$h_{eq}$ は他の試験体と比べて小さい値となった。また，R=2%時の$h_{eq}$ が 10.0%と他の試験体と比べて値が大きい。これは，試験体 B-140 の梁の変形成分が大きいことから，梁でエネルギーが吸収されていると考えられる。

### 3.4 鉄筋の歪分布

**図-8**，**図-9**，**図-10** にそれぞれ梁主筋，柱主筋，接合部補強筋の正載荷時 R=0.25～7%までの歪分布を示す。

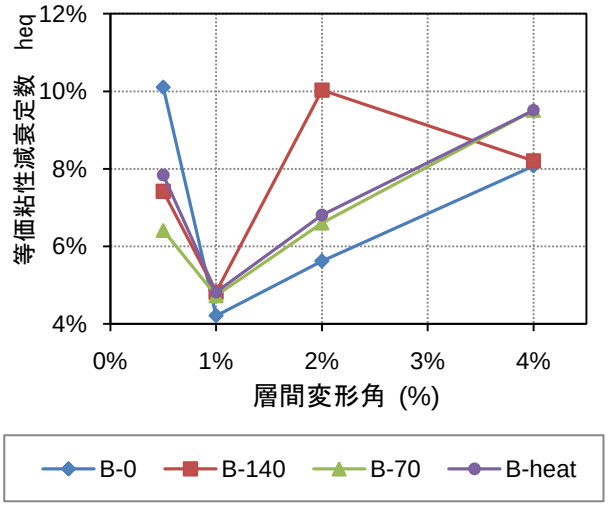



図-7 等価粘性減衰定数（heq）

#### (1) 梁主筋歪分布

梁主筋歪は，変形の増大に伴い増大した。すべての試験体において梁主筋は R=2%で主に危険断面位置で降伏した。降伏前までの歪の値を相対的に見ると，試験体 B-0 が歪の値が試験体 B-70，B-140，B-heat よりも大きく，試験体 B-70，B-140 はほぼ同じような歪の値を示した。試験体 B-heat は最も歪の値が小さく，降伏している鉄筋も少なかった。

#### (2) 柱主筋歪分布

柱主筋歪も，梁主筋同様に変形の増大に伴い増大していった。試験体 B-0，B-70，B-140 では，R=2%で柱主筋が降伏したが，柱主筋を高強度化した試験体 B-heat の柱主筋は降伏しなかった。R=2%時の柱主筋降伏位置は，試験体 B-0 では柱危険断面位置から接合部内部で降伏をしているが，試験体 B-140，B-70 では，危険断面位置で降伏し接合部内部では降伏しなかった。試験体 B-70 においては，R=3%時以降において接合部内で柱主筋の降伏が見られた。

#### (3) 接合部補強筋歪分布

接合部補強筋は各試験体とも降伏は見られなかった。また，試験体 B-0，B-70，B-heat では，試験体柱危険断面より外側の補強筋 w1-01，w1-06 よりも接合部中央部の補強筋の方が歪の値が大きくなった。

加力方向と直交する方向の接合部補強筋歪は，加力方向と同程度の歪が発生している。これは，柱梁接合部内に生じた圧縮応力によって，接合部内のコンクリートが体積膨張したためと考えられる。

試験体 B-140 の中央バンドの歪を試験体 B-0 の接合部中央の補強筋 w3-01，w4-01 の歪と比較すると，中央バンドのほうが歪の値が小さい。また，接合部補強筋 w2-01，w5-01 の歪の値も試験体 B-140 のほうが歪の値が小さい。このことは，加力方向と直交する方向の補強筋歪につい

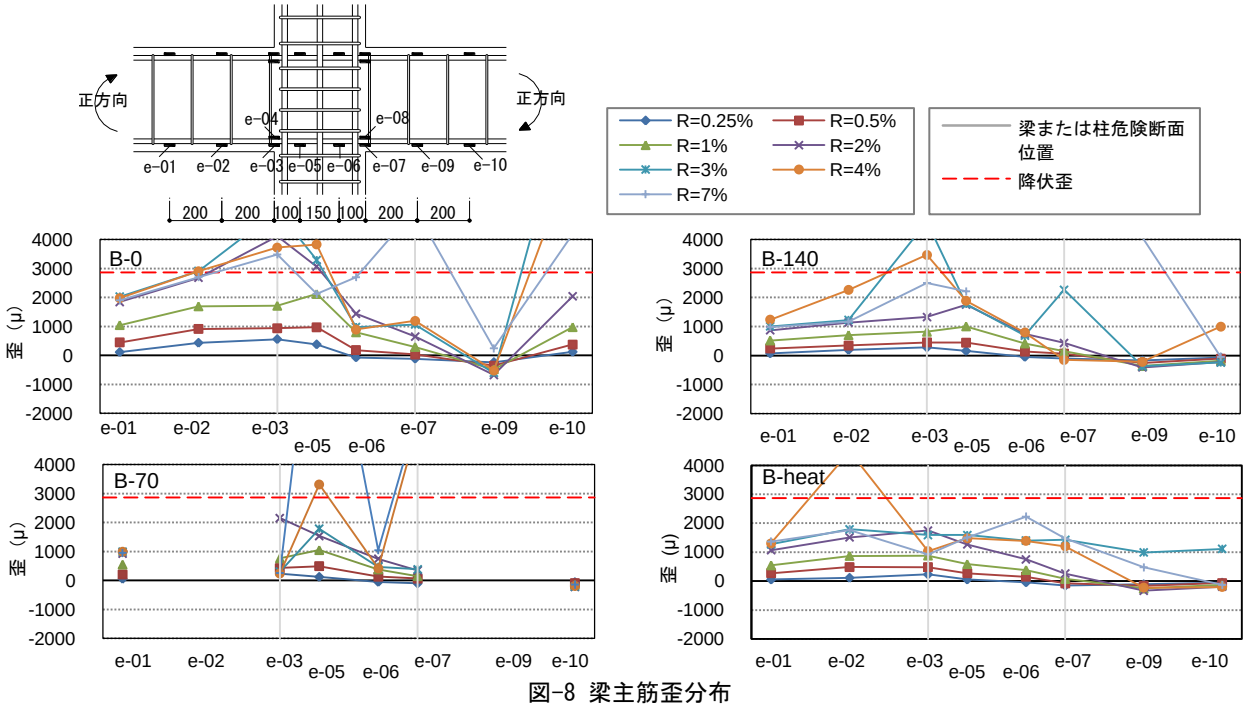



図-8 梁主筋歪分布

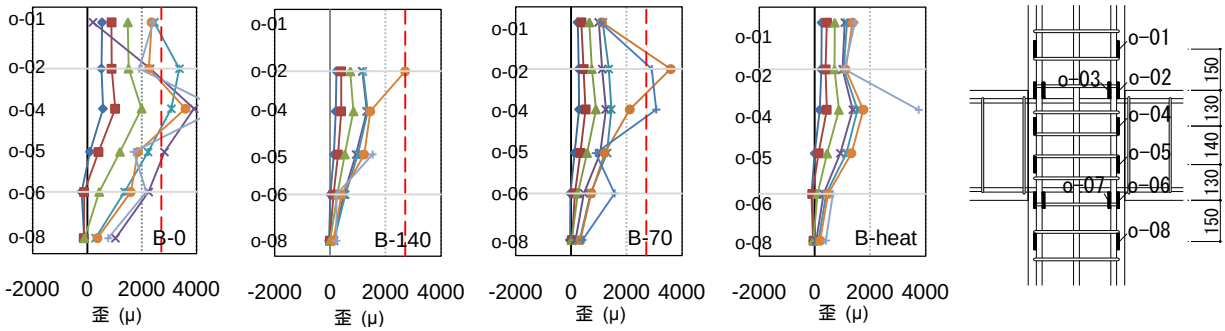



図-9 柱主筋歪分布

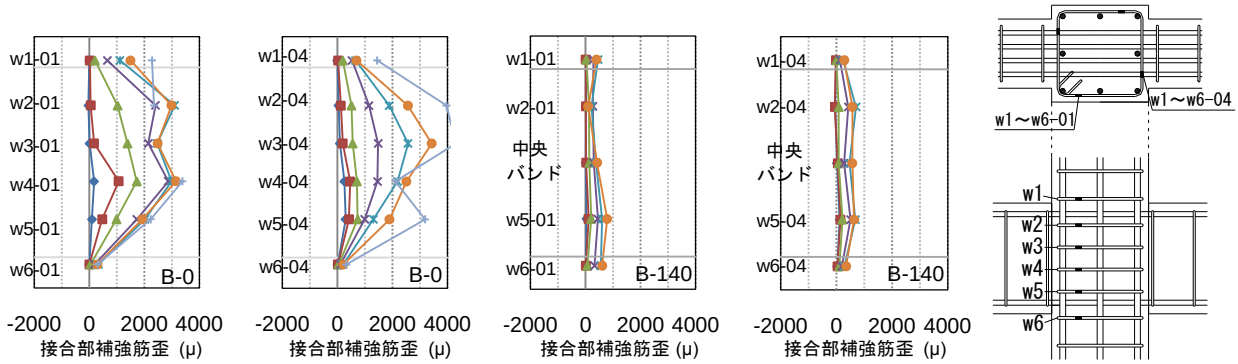



図-10 接合部補強筋歪分布

ても同様のことがいえる。

## 4. 考察

### 4.1 ひび割れ幅の推移

図-11 に試験体 B-140，B-70，B-heat においての接合部せん断ひび割れの除荷時ひび割れ幅－最大ひび割れ幅関係を示す。なお，試験体 B-0 ではひび割れ幅を計測していないため，試験体 B-140，B-70，B-heat の 3 体のみとする。

試験体 B-70 では，最大ひび割れ幅，除荷時ひび割れ幅ともにひび割れ幅が大きく，ひび割れ損傷度が大きいことが分かる。試験体 B-140 では，最大ひび割れ幅，除荷時ひび割れ幅ともにひび割れ幅が小さくなっている。これは，接合部内中央にある鋼板バンドによって接合部の変形が小さくなったため，ひび割れ幅が拡大していかなかったと考えられる。試験体 B-heat では，ひび割れ幅は小さかったが，除荷時ひび割れが大きいひび割れもあり，試験体 B-140 よりもひび割れ損傷度が大きいと思わ

れる。

### 4.2 接合部パネルの変形性状

図-12 に各試験体の接合部パネルの変形図と変位計の測定位置を示す。変形図の作図方法は，接合部パネルに設置された縦および横の変位計の計測値より作図を行った。縦および横の変位計を用いたため，せん断変形は無視している。変形図を見やすくするために，正載荷時の 4 サイクル（R=1%）～10 サイクル（R=4%繰り返し載荷時）の各ピーク時を作成した。

各試験体の接合部変形を比較すると，各試験体とも層間変形角が大きくなるとともに接合部変形も大きくなっている。また，R=4%時（+9 と+10 ピーク）を比較すると，試験体 B-70，B-heat，B-0 の接合部変形では，+10 ピークの接合部変形が大きくなっているが，試験体 B-140 の接合部変形では，ほぼ同じ変形であった。そのため，接合部中央部に鋼板バンドを巻くことにより，主筋が降伏後の接合部変形を抑えることができた。

試験体 B-0 の補強筋歪の値は大きく，層間変形に占める接合部の変形の割合も大きいが，試験体 B-heat は，補強筋歪の値も試験体 B-0 よりも小さく，柱主筋も降伏しなかったのにも関わらず，接合部変形が大きかった。また，試験体 B-140 の接合部変形は，試験体 B-0 と比べて変形が小さい。これは，接合部中央にある鋼板バンドによって接合部変形が抑えられたものと考えられる。よって，柱梁曲げ強度比が 1.0 に近い場合であっても，接合部内の補強筋量によって接合部変形を抑えることによって接合部破壊を防ぐことができる。したがって，柱梁曲げ強度比が 1.0 に近く，接合部せん断余裕度が 1.0 以上で設計された梁降伏型の場合に，柱梁接合部の破壊性状に与える影響として，柱梁曲げ強度比のみが影響するのではなく，接合部補強筋量も影響してくるのではないかと考えられる。

## 5. まとめ

今回の実験より，柱梁曲げ強度比が 1.0 に近い場合でも，鋼板バンドを用いることによって接合部補強筋量を多くすることで破壊形式が異なることが分かった。また，ひび割れ幅に関しても，接合部補強筋量を増やすことによって損傷度を抑えられることが分かった。接合部中央部に鋼板バンドを巻きつけることにより，主筋が降伏後の接合部変形を抑えることができた。

**謝辞**　本研究は高周波熱錬（株）との共同で行ったものです。また，本実験の実施にあたっては，千葉大学の野口博　教授，柏崎隆志　助教を初め多くの方々の多大な協力を得ました。ここに深く感謝の意を表します。

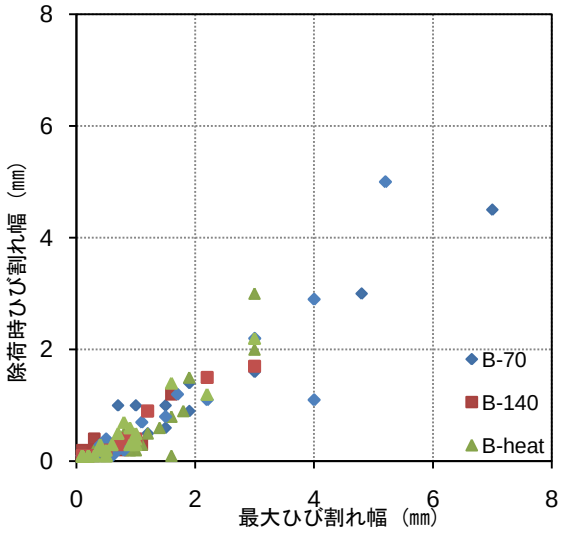
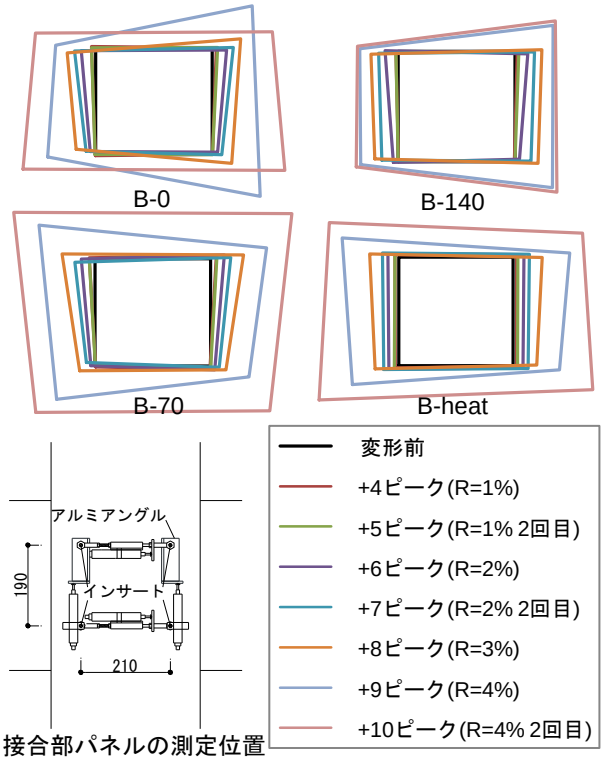



図-11 除荷時ひび割れ幅－最大ひび割れ幅関係




接合部パネルの測定位置

図-12　各試験体の接合部パネルの変形図

### 参考文献

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997

2) 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算定法，日本建築学会構造系論文集，第 657 号，pp2027-2035，2010.11

3) 佐々木　仁，佐藤　幸博，高森　直樹：バンドプレートおよび囲み板により補強された柱 RC・梁 S とする混合構造に関する実験的研究　（その 1 十字形柱梁接合部部分架構実験の概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp1207-1208，2008.9