

# 論文 柱せい・梁せいより定まる接合部立面形状を考慮した RC 造外部柱梁接合部の終局強度と変形に関する実験的研究

三本菅 良太\*1・迫田 丈志\*2・前田 匡樹\*3

**要旨** : RC 造外部柱梁接合部の柱せい・梁せいにより定まる立面形状がせん断強度や剛性に影響を及ぼすことが明らかになってきている。本研究では、立面形状によって接合部のせん断強度や定着強度、剛性に影響を与えるせん断補強筋・柱中段主筋・定着長さ・定着補強筋の効果について検証するために静的加力実験を行った。その結果、縦長接合部ではせん断補強筋、横長接合部では柱中段主筋の増加と共にせん断強度が上昇し、損傷限界の目安となる層間変形角 1/200rad.時のせん断変形は小さくなった。また、定着長さを梁せい程度とした横長接合部ではコーン破壊せずにせん断破壊し指針式よりもせん断強度も上昇することを確認した。

**キーワード** : 外部柱梁接合部, 立面形状, せん断強度, 定着強度, 接合部変形, 静的加力実験

## 1. 研究の背景および目的

建築構造物の様々な設計要求に対して大開口や大スパン、地下ピット等といったものがある。それに伴い柱せいが梁せいに対して大きくなる横長接合部 (W) や逆に梁せいが柱せいに対して大きくなる縦長接合部 (L) といった柱せいと梁せいが異なる長方形接合部が存在している (図-1 参照)。一方、現行の指針<sup>1)</sup>では柱せいと梁せいがほぼ等しい正方形接合部の実験結果を用いてせん断強度や定着強度、剛性を評価している。

また、東北大学で行った既往の実験<sup>2),3)</sup>では RC 造外部柱梁接合部の立面形状をパラメータとして実験を行っており、その形状が縦長ほどせん断強度や剛性が低下するといった結果が得られた。さらに、せん断強度はトラスアーチ機構、剛性は等価せん断剛性として評価した<sup>4)</sup>。

本研究では、立面形状に着目し、せん断強度や定着強度、剛性に影響を与える柱中段主筋や接合部せん断補強筋の効果、定着長さ、定着補強筋の効果について静的加力実験結果から検証することを目的とした。

## 2. 立面形状が異なる外部柱梁接合部の静的加力実験

### 2.1 実験概要

本研究で想定する建物は RC 造純ラーメン架構とし、外部柱・梁部分架構の 1/2 スケール試験体について静的繰返し漸増荷重実験を行った。

文献<sup>4)</sup>から、接合部せん断補強量を増やした縦長接合部や柱中段主筋を増やした横長接合部ではせん断強度は上昇すると考えられる (図-2 参照)。そこで、今回は既往の実験<sup>2),3)</sup>よりも強度が上昇するように柱中段主筋を増やした横長試験体(W13D<sub>N</sub>R<sub>I</sub>)と接合部せん断補強

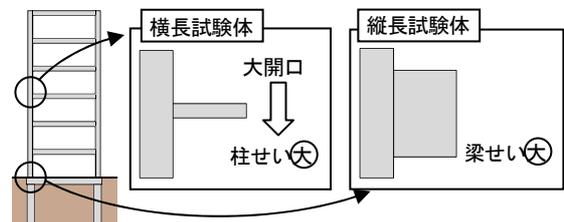


図-1 接合部の立面形状

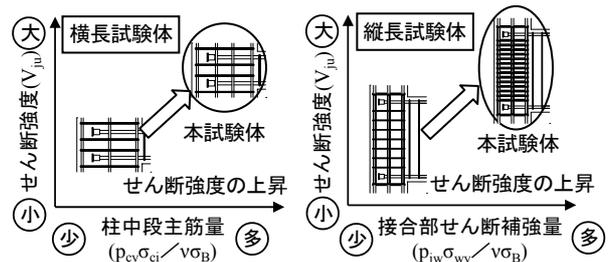


図-2 補強量とせん断強度の関係

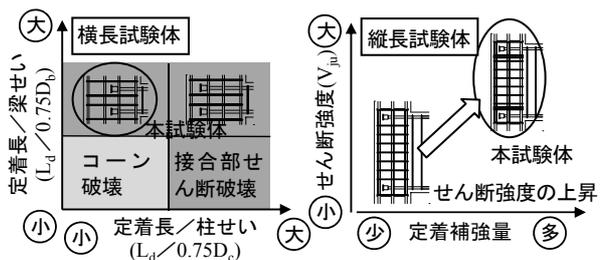


図-3 定着長・定着補強とせん断強度の関係

量を増やした縦長試験体(L35D<sub>N</sub>R<sub>I</sub>)の 2 体を計画した。また、接合部の立面形状と定着強度の関係を検討するために、定着長さを柱せいの 3/4 よりも短く柱せいの 1/2 とし、梁せい程度とした横長試験体(W13D<sub>S</sub>R<sub>I</sub>)と定着部にせん断補強筋を集中配置した縦長試験体(L15D<sub>N</sub>R<sub>C</sub>)の 2 体を計画し (図-3 参照)、合計 4 体とした。

\*1 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 博士課程前期 (正会員)

\*2 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 助教 博士(工学) (正会員)

\*3 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

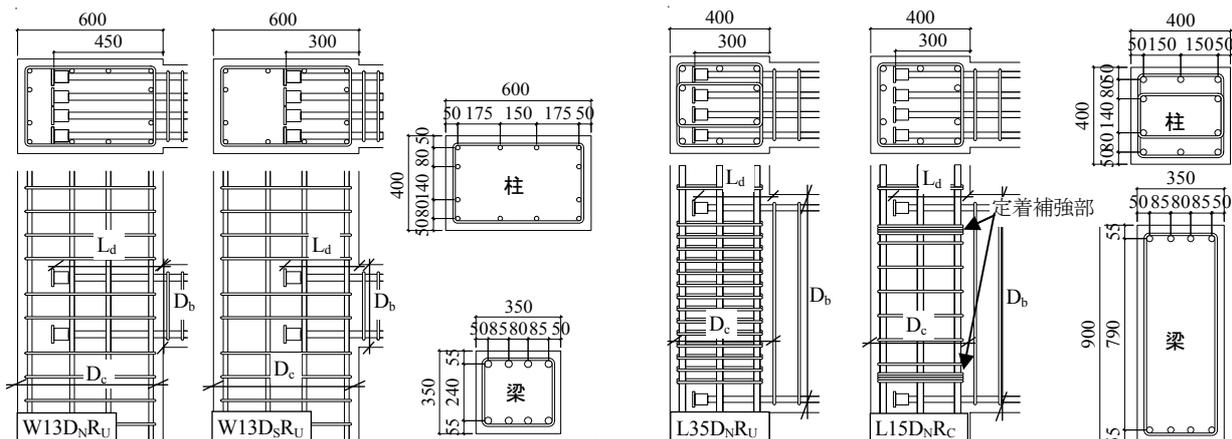


図-4 試験体配筋図

表-1 試験体一覧

試験体名 <sup>※1</sup>	W13D <sub>N</sub> R <sub>U</sub>	W13D <sub>S</sub> R <sub>U</sub>	L35D <sub>N</sub> R <sub>U</sub>	L15D <sub>N</sub> R <sub>C</sub>
破壊形式	接合部せん断			
$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	20	22	23	23
スパン(mm)	1900			
断面(mm)	350×350		350×900	
引張主筋	4-D29(SD685)		4-D25(SD685)	
$p_t$ (%)	2.49		0.69	
横補強筋	2-D10@60(SD295A)		2-D10@100(SD295A)	
$p_w$ (%)	0.68		0.41	
定着長(mm)	450		300	
階高(mm)	2200			
断面(mm)	400×600		400×400	
全主筋	12-D19(SD590)		10-D25(SD685)	
$p_c$ (%)	1.44		3.17	
$p_c$ (%)	0.57		0.85	
横補強筋	2-D10@100(SD295A)		4-D10@100(SPR785)	
$p_w$ (%)	0.36		0.71	
横補強筋	2-D10@100 (2 set) (SD295A)		4-D10@50 (14 set) (SD295A)	
$p_w$ (%)	0.30		1.26	
$p_{iw}\sigma_{wy}/v\sigma_B$ <sup>※2</sup>	0.07		0.29	
$p_w\sigma_{wy}/v\sigma_B$ <sup>※2</sup>	0.27		0.46	
定着補強	—		D10(8set) (SD295A)	
定着補強含む $p_{iw}$	—		0.67	
備考	縦補強大	定着長短	横補強大	定着補強

※1 試験体名称の一例：W13D<sub>N</sub>R<sub>U</sub>  
 それぞれ、W：形状(W：横長、L：縦長)、1：せん断補強量  
 定着長、( $p_{iw}\sigma_{wy}/v\sigma_B=0.1$ )、3：柱中段主筋量( $p_{ci}\sigma_{cy}/v\sigma_B$   
 $=0.3$ )、D<sub>N</sub>：(D<sub>N</sub>：L<sub>d</sub>=0.75D<sub>c</sub>、D<sub>S</sub>：L<sub>d</sub>=D<sub>c</sub>)、R<sub>U</sub>：定着補強の有  
 無(R<sub>U</sub>：均等配筋、R<sub>C</sub>：定着補強あり)  
 ※2  $p_{iw}\sigma_{wy}/v\sigma_B$ ：せん断補強量、 $p_{ci}\sigma_{cy}/v\sigma_B$ ：柱中段主筋量  
 ※3 括弧内は上下梁主筋付近に配置された集中配置(定着補強量)  
 を含むせん断補強量以下の式で補強筋比を算出した  
 $(a_1+a'_1)/b_j \times 100$   
 ただし、 $a_1$ ：均等配筋しているせん断補強筋断面積、 $a'_1$ ：梁  
 主筋近傍に集中配置しているせん断補強筋断面積、 $b_c$ ：柱幅、  
 $j$ ：梁主筋の重心間距離

## 2.2 試験体概要

4体の試験体配筋図を図-4に、試験体一覧を表-1に示す。表-2に試験体の計算下限値を示す。接合部せん断強度は文献<sup>1)</sup>、文献<sup>4)</sup>を参考に靱性指針式(1)とトラスアーチ式(2)の2つを計算した。トラス機構はせん断補強筋の降伏強度と主筋の付着力とコンクリートの圧縮力が釣り合うと仮定して成立する機構であり、縦長接合部ではせん断補強筋、横長接合部では柱中段主筋を降伏しているせん断補強筋として考慮し、それぞれ式(3)、式(4)のように計算した。また、アーチ機構はコンクリートの圧縮力のみによって形成される機構として縦長・横長共通のアーチ幅・角度を考慮して式(5)のように計算した。梁、

表-2 計算値一覧

試験体名	W13D <sub>N</sub> R <sub>U</sub>	W13D <sub>S</sub> R <sub>U</sub>	L35D <sub>N</sub> R <sub>U</sub>	L15D <sub>N</sub> R <sub>C</sub>
$cQ_{lim}$ <sup>※1</sup>	260	260	578	578
$cQ_{lim}$ <sup>※2</sup>	364(328)	364(338)	740(651)	740(651)
$cQ_{lim}/Q_{hw}$	1.4(1.26)	1.4(1.3)	1.28(1.13)	1.28(1.13)
$cQ_{lim}/Q_{sw}$	109	77	302	300
$cQ_{sw}/Q_{hw}$	0.42	0.30	0.52	0.52
$cQ_{sw}/Q_{sw}$	153	100	454	269
$cQ_{sw}/Q_{hw}$	0.59	0.38	0.78	0.47
$cQ_{sw}$ <sup>※3</sup>	159	65	381	380

※すべて層せん断力 $cQ$ (kN)に換算

※1 梁曲げ降伏強度 $M_v=0.9d_a\sigma_v$

※2 柱曲げ降伏強度(圧縮軸力時) $M_c=0.8D_a\sigma_c+0.5ND(1-n)$

柱曲げ降伏強度(引張軸力時) $M_c=0.8D_a\sigma_c+0.4ND$

※3 定着長が柱せいの3/4の場合は村上式の定着強度で計算

$$P_{su} = \sigma_c A_s \times B$$

定着長が柱せいの1/2の場合はコーン破壊強度で計算

$$P_{cu} = \gamma \times \Phi \times 0.313 F_c^{0.5} \times A_c + k_w \times a_w \times \sigma_{wv}$$

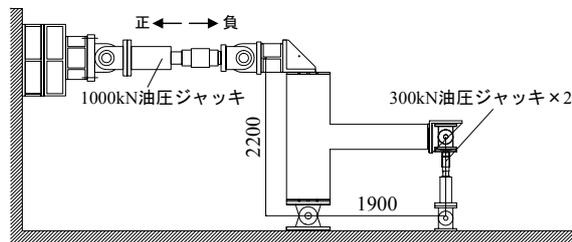


図-5 加力装置図

柱の曲げ強度は文献<sup>5)</sup>を参考に略算式を用いて計算した。

$$V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j L_d \quad (1)$$

$$V_{ju}' = V_t + V_a \quad (2)$$

$$V_t = p_{jw} \sigma_{wy} b_j c \cot \phi [\text{縦長}] \quad (3)$$

$$V_t = p_{ci} \sigma_{cy} b_j c \tan \phi [\text{横長}] \quad (4)$$

$$V_a = \sigma_a b_j W_a \sin \theta \cos \theta \quad (5)$$

ただし、 $\kappa$ ：形状係数(0.7)、 $\phi$ ：直交梁の有無に関する係数(0.85)、 $F_j$ ： $0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ 、 $b_j$ ：接合部有効幅、 $L_d$ ：定着長さ、 $p_{jw}$ ：接合部せん断補強筋比、 $\sigma_{wy}$ ：接合部せん断補強筋降伏強度、 $p_{ci}$ ：柱中段主筋比、 $\sigma_{cy}$ ：柱中段主筋降伏強度、 $\phi$ ：トラス角( $1 \leq \cot \phi \leq \min\{2, j_b/j_c, (v\sigma_B/p_j\sigma_{jy}-1)^{0.5}\}$ 、 $1 \leq \tan \phi \leq \min\{2, j_c/j_b, (v\sigma_B/p_j\sigma_{jy}-1)^{0.5}\}$ )、 $j_c$ ：柱応力中心距離、 $j_b$ ：梁応力中心距離(0.9d)、 $d$ ：梁有効せい、 $W_a$ ： $0.9(L_d-0.1D_c)$ 、 $\cot \theta$ ： $j_b/(L_d-0.1D_c)$ である。

## 2.3 加力計画

加力装置図を図-5に示す。柱の反曲点間隔を2.2m、

中心から梁反曲点までを 1.9m とし、梁反曲点位置に取り付けた油圧ジャッキにより梁反曲点位置の高さを一定に維持し、水平ジャッキにより柱頭部に正負交番繰返し漸増荷重を行った。下柱が圧縮となる方向を正加力とし、柱端変位を階高で割った層間変形角に対して $\pm 1/800\text{rad}$ を1サイクル、 $\pm 1/400$ ,  $1/200$ ,  $1/100$ ,  $1/67$ ,  $1/50$ ,  $1/33$ ,  $1/25\text{rad}$ を各2サイクルずつ加力した。

### 2.4 変位計測

図-6 に外部柱梁接合部の変形の計測方法を示す。変形は、柱梁は部材の全体たわみを計測し、接合部変形は危険断面の回転と×形計測からせん断変形を計測した。

### 2.5 材料試験結果

材料試験結果を表-3 に示す。コンクリート圧縮強度は  $21\text{N/mm}^2$  を目標とした。接合部のせん断補強筋はすべての試験体で D10 (SD295A) を用いた。

## 3. 実験結果

### 3.1 ひび割れ状況

図-7 に  $1/50\text{rad}$  時のひび割れ図、写真-1 に最終破壊状況を示す。すべての試験体において定着部からせん断ひび割れが生じた。横長試験体ではせん断ひび割れが定着部から梁圧縮位置に向かい、せん断ひび割れが定着部から梁側の接合部内に集中し、接合部がせん断破壊した。縦長試験体の  $L35D_N R_U$  ではせん断ひび割れ角度はほぼ  $45^\circ$  となり、 $L15D_N R_C$  のせん断ひび割れ角度は  $45^\circ$  よりも小さくなりせん断補強量と関連した。 $L35D_N R_U$  では、定着部のひび割れが開き、定着破壊し、 $L15D_N R_C$  は接合部せん断ひび割れが開き、接合部がせん断破壊した。

### 3.2 荷重-変形関係

各試験体の荷重-変形関係を図-8 に示す。変形計算値は、柱・梁は弾性変形として曲げ変形・せん断変形を考慮し、菅野式<sup>5)</sup>を用いて、剛性低下を考慮した。接合部変形は文献<sup>4)</sup>から曲げ変形とせん断変形を考慮して算

出した。接合部せん断強度はいずれの試験体も靱性指針式<sup>1)</sup>による計算値よりも上昇し、 $W13D_N R_U$ ,  $W13D_S R_U$ , 図-12 に示す。接合部がせん断破壊した  $W13D_N R_U$ ,  $W13D_S R_U$ ,  $L15D_N R_C$  は最大強度以降に接合部せん断変形成分が大きくなり、定着破壊した  $L35D_N R_U$  は定着部抜出しにより梁変形成分が上昇した。

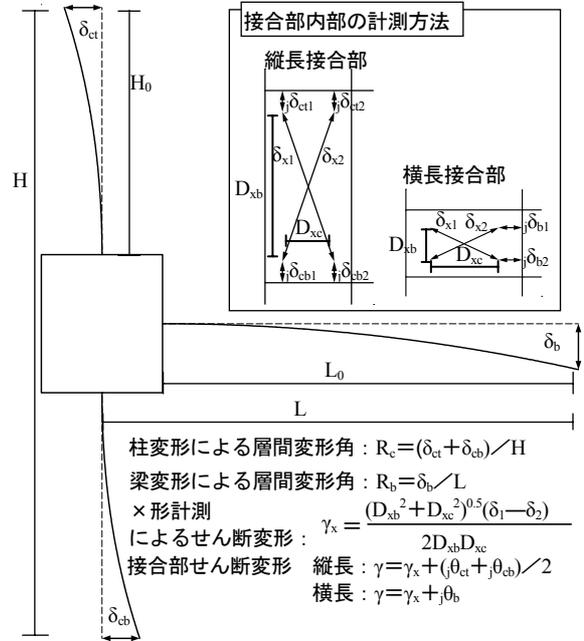


図-6 外部柱梁接合部の変位計測方法

表-3 材料試験結果

鉄筋	降伏強度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 $\epsilon_s$ ( $\mu$ )	ヤング係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )
D10(SD295)	375	513	1930	191000
D10(SPR785)	865	1050	4610	194000
D19(SD590)	606	845	3560	189000
D25(SD685)	738	942	4290	193000
D29(SD685)	707	913	4140	197000

コンクリート	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 $\sigma_r$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮歪 <sup>※1</sup> $\epsilon_c$ ( $\mu$ )	ヤング係数 <sup>※2</sup> $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
W13D <sub>N</sub> R <sub>U</sub>	19.9	1.88	1820	20500
W13D <sub>S</sub> R <sub>U</sub>	21.6	2.13	1640	24100
L35D <sub>N</sub> R <sub>U</sub>	22.9	2.18	1570	23900
W13D <sub>N</sub> R <sub>U</sub>	22.7	2.19	1870	23200

※1 圧縮強度時歪のこと

※2 JIS規格 (A 1149 p.3参照) に記載してあるとおりに定義した

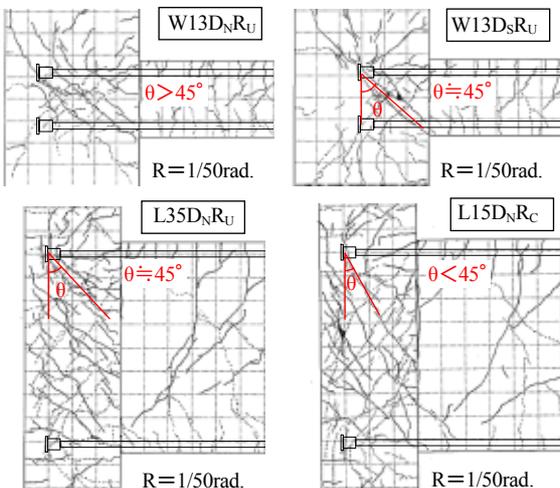


図-7 ひび割れ図

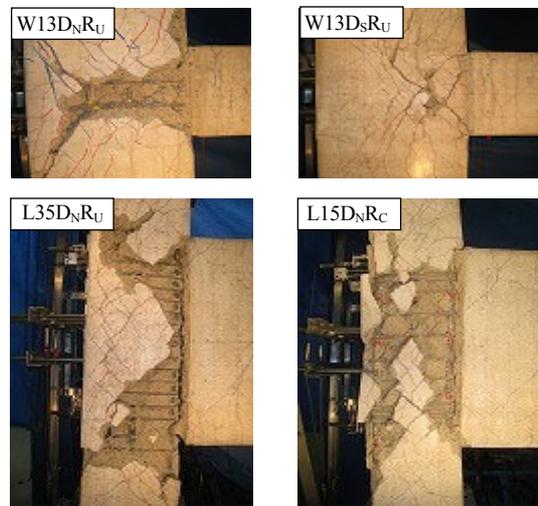


写真-1 最終破壊状況

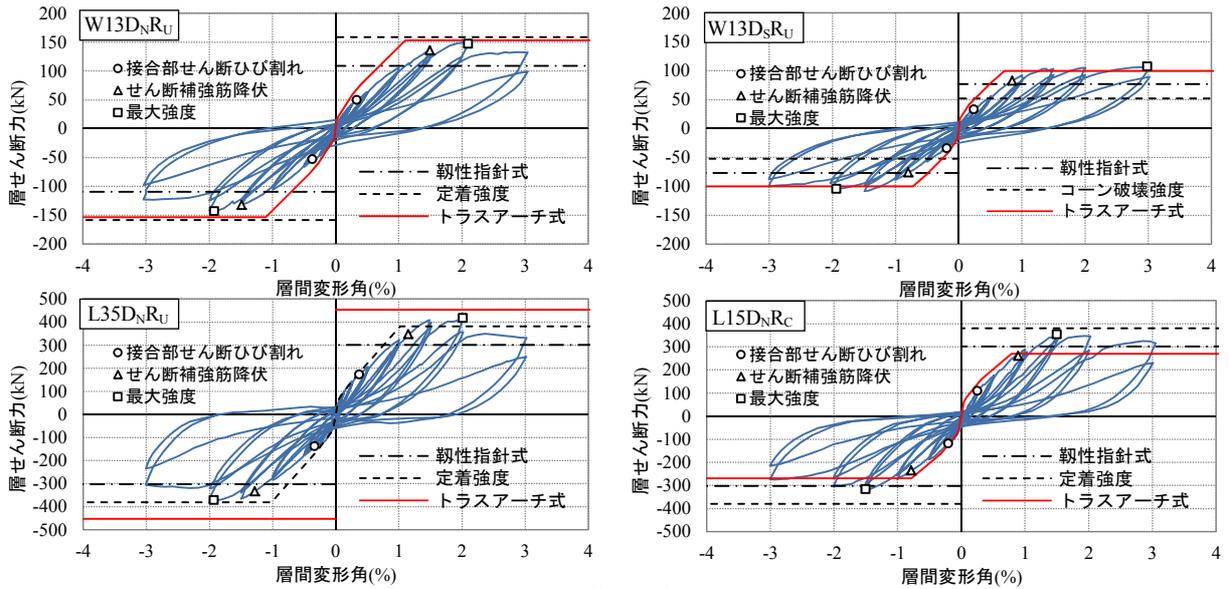


図-8 荷重-変形関係

L15D<sub>N</sub>R<sub>C</sub>は文献<sup>4)</sup>によるトラスアーチ式によって評価できた。L35D<sub>N</sub>R<sub>U</sub>は補強効果により、接合部のコンクリートが破壊するせん断強度が定着部が抜け出す定着強度よりも上昇し定着破壊したと考えられる。また、W13D<sub>S</sub>R<sub>U</sub>は最大耐力以降も耐力低下は緩やかで、靱性を有した。その要因としては、定着部よりも背面のコンクリートが有効であったこと、梁せい程度の定着長の確保により脆性的なコーン破壊を防止できたことが考えられる。

剛性については文献<sup>4)</sup>に基づき、曲げ変形も考慮して接合部等価せん断剛性を評価すると、縦長・横長ともに実験の荷重-変形関係と良い対応を示した。

3.3 鉄筋の歪分布

図-9に横長試験体の1/50rad.時の柱主筋歪分布、図-10に縦長接合部の最大耐力時の接合部せん断補強筋の歪分布を示す。横長接合部の柱中段主筋の効果を確かめるために、平面保持を仮定した断面の曲げ解析を行い、1/50rad.時の曲げモーメントに対する上柱・下柱の危険断面の主筋歪を求め、接合部内部がひび割れによって付着劣化していると考えて、接合部中央の主筋の計算歪を上柱と下柱の値を平均して算出した。その値と比較すると定着部よりも梁側にある柱中段主筋歪は付着劣化を考慮しても計算歪以上に上昇しており、せん断補強に効果的であったと考えられる。縦長接合部のせん断補強筋では、L35D<sub>N</sub>R<sub>U</sub>では補強量が多く定着部以外のせん断補強筋が降伏せず定着破壊した。定着部から45°にひび割れが入ったため、梁主筋に一番近いせん断補強筋の歪が隣の歪より小さくなった。L15D<sub>N</sub>R<sub>C</sub>は定着補強部だけではなく中央付近の補強筋も降伏し、接合部がせん断破壊した。

3.4 各部材の変形

各部材の変形を直接比較する為、部材変形を層間変形角に換算する。柱、梁は図-6に示すように部材のた

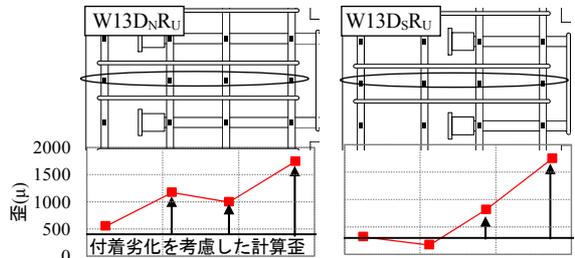


図-9 柱主筋歪分布(横長接合部)

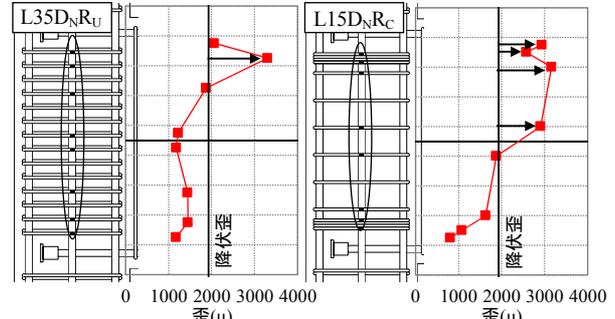


図-10 接合部せん断補強筋歪分布(縦長接合部)

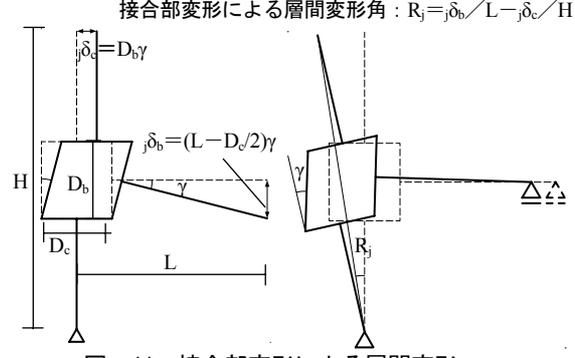


図-11 接合部変形による層間変形

わみによって変位を求め、その変位を梁はスパン L、柱は階高 H で除して各部材変形による層間変形角を算出した。接合部は柱梁からの入り長さ部分の回転とせん断変形から、図-6 に示すように等価せん断変形角を算出し、

図-11のように接合部が平行四辺形になると考え、接合部変形による層間変形角を算出した。以上のように計算した各部材変形による層間変形角を図-12に示す。接合部せん断破壊のW13D<sub>N</sub>R<sub>U</sub>、W13D<sub>S</sub>R<sub>U</sub>、L15D<sub>N</sub>R<sub>C</sub>は最大強度以降に接合部変形成分が大きくなり、定着破壊したL35D<sub>N</sub>R<sub>U</sub>は定着部抜出しにより梁変形成分が上昇した。

#### 4. 実験結果の検討

##### 4.1 最大強度の比較

最大強度を比較する為に、実験結果の梁せん断力 $bQ_{exp}$ を用いて、式(6)、式(7)から接合部せん断応力度 $j\tau_{exp}$ に変換し、式(8)のようにせん断応力度 $j\tau_{exp}$ をコンクリート有効圧縮強度 $v\sigma_B$ を用いて基準化した。

$$jV_{exp} = bQ_{exp} \times (L_0/j_b - L/H) \quad (6)$$

$$j\tau_{exp} = jV_{exp} / b_j D_j \quad (7)$$

$$j\tau_{exp} / v\sigma_B = j\tau_{exp} / (0.7 - \sigma_B / 200) \sigma_B \quad (8)$$

ただし、 $L_0$ :内法スパン、 $j_b$ :梁応力中心距離、 $L$ :スパン、 $H$ :階高、 $\sigma_B$ :コンクリート強度である。

##### (1) 形状とせん断強度

図-13に立面形状と接合部せん断強度の関係を示す。データのプロットは文献<sup>1),2)</sup>で行った実験と今回得られた実験データをプロットした。さらに、文献<sup>6),7)</sup>の外部柱梁接合部から正方形の実験データを追記した。3.3節の歪の結果から横長では柱中段主筋、縦長では接合部せん断補強筋を増すことでトラス機構による強度に寄与し、せん断強度が上昇したと考えられる。

##### (2) 柱中段主筋量とせん断強度

図-14に横長接合部における柱中段主筋量とせん断強度の関係を示す。このグラフから柱中段主筋量が増加するとせん断強度が上昇し、文献<sup>4)</sup>のトラスアーチ式の計算値とほぼ一致した。

##### (3) せん断補強量とせん断強度

図-15に縦長接合部におけるせん断補強量とせん断強度の関係を示す。せん断補強量を増やしたL35D<sub>N</sub>R<sub>U</sub>試験体は強度の上昇は見られたが、せん断強度に達せず定着破壊した。定着部に補強筋を集中配置した試験体は、せん断補強量が同等の既往の試験体よりも強度が上昇し、集中配筋も含めたせん断補強量と同程度の試験体とは概ね一致した。このため、縦長接合部は定着補強またはせん断補強が効果的であることが分かった。

##### (4) 定着長さとのせん断強度

図-16に定着長さとのせん断強度の関係を示す。定着長さを柱せいの3/4よりも短い試験体でも、梁せいと同等程度の定着長さの試験体では、最大強度はコーン破壊強度計算値を超え、靱性指針による接合部強度よりも上昇した。これは梁せい程度の定着長を確保することで、梁圧縮領域と定着部を結ぶ圧縮ストラット角度が45°以上

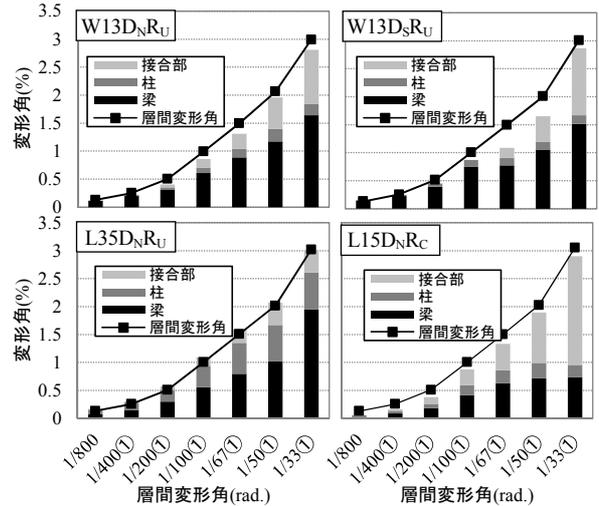


図-12 各部材の変形と層間変形角の関係

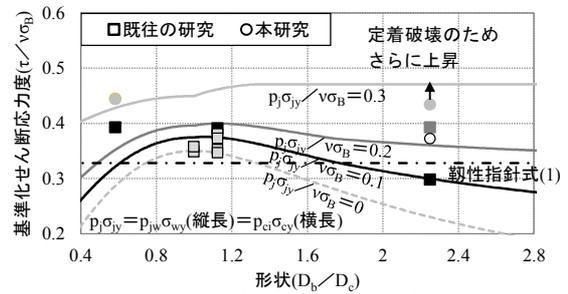


図-13 形状と接合部せん断強度の関係

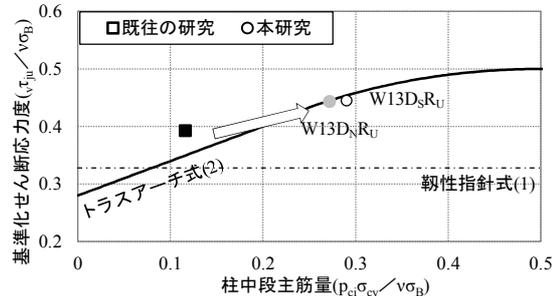


図-14 中段主筋量とせん断強度の関係

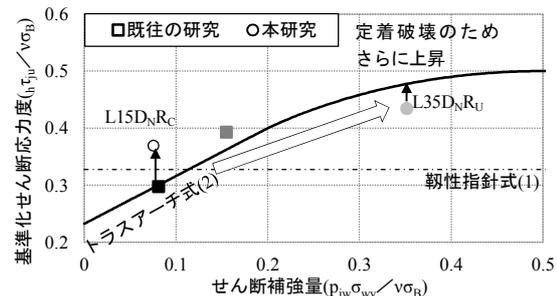


図-15 せん断補強量とせん断強度の関係

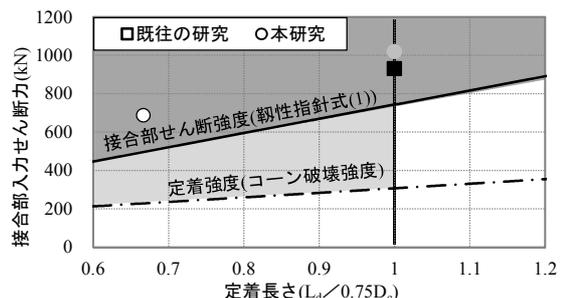
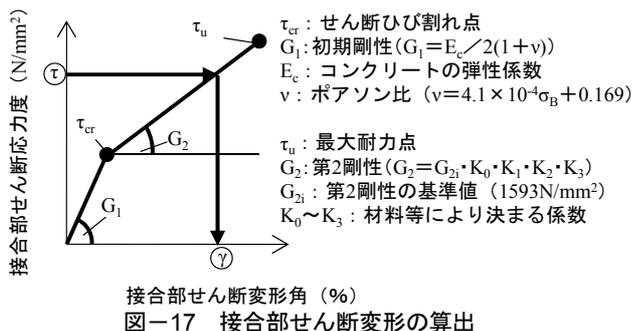


図-16 定着長さとのせん断強度の関係



となるためコーン破壊を生じず、また、45°以上の角度が確保できたため、せん断強度も上昇したと考えられる。

#### 4.2 接合部せん断変形の比較

接合部せん断変形を比較する為に、せん断ひび割れが入り始め、設計で損傷限界の最大値として用いられている 1/200rad.時のものを比較した。せん断変形角は図-6の  $R_c$ 、 $R_b$  及び、図-11の  $R_f$  から層間変形角 1/200rad.時の接合部せん断応力度  $\tau$  を計算し、その時の接合部せん断変形角  $\gamma$  を図-17 から求めた。

##### (1) 中段主筋比と接合部せん断変形角

図-18 に横長接合部における中段主筋比と接合部せん断変形角の関係を示す。中段主筋比が増加するとせん断変形角が小さくなり、横長接合部では中段主筋はせん断変形を抑制する効果があることが分かった。しかし、指針<sup>1)</sup>による計算値は正方形接合部の実験結果に基づいているため、計算値と実験値の傾向が一致していない。

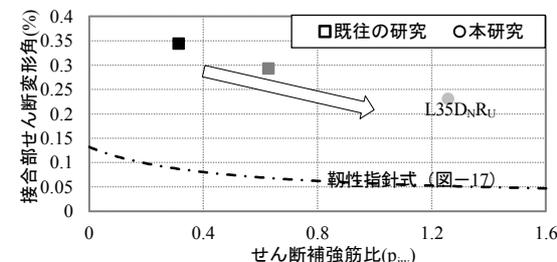
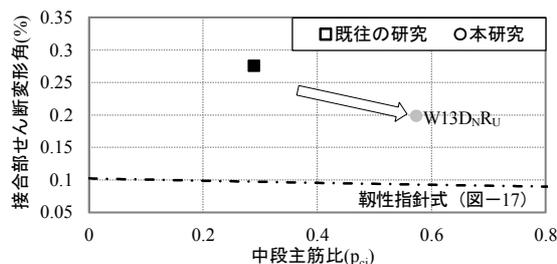
##### (2) せん断補強筋比と接合部せん断変形角

図-19 に縦長接合部におけるせん断補強筋比と接合部せん断変形角の関係を示す。せん断補強筋が増加するとせん断変形角は小さくなり、その効果は計算値よりも大きく出た。これは、縦長接合部において接合部せん断補強筋が変形を抑制する効果が大きいことが分かった。

#### 5. まとめ

外部柱梁接合部実験より以下の知見を得た。

- (1) 接合部せん断強度は、横長では柱中段主筋量、縦長ではせん断補強量を増加させると上昇し、その効果はトラス機構によって評価できた。
- (2) 定着長を柱せいの 1/2 とした横長試験体でも梁せい程度の定着長を確保すればコーン破壊せず、接合部せん断破壊となった。また、ストラット角度が 45 度以下となるため強度も上昇した。
- (3)  $p_{jw} = 0.3\%$  を定着部に集中配置した縦長接合部では、せん断補強量が同じ試験体 ( $p_{jw} = 0.3\%$ ) よりもせん断強度が上昇し、定着補強を含めた補強量と同程度の試験体 ( $p_{jw} = 0.6\%$ ) とほぼ一致した。
- (4) 横長接合部では、層間変形角 1/200rad.時の接合部せん断変形は中段筋量の増加と共に小さくなった。



- (5) 縦長接合部では、層間変形角 1/200rad.時の接合部せん断変形はせん断補強量が多いほど小さくなった。

#### 謝辞

本研究は、(財)日本建築防災協会に設置された機械式定着工法研究委員会(岡田恒男委員長)のもとに設置された実験担当WGの研究プロジェクトの一貫として実施された実験および平成 23 年度科学研究費補助金基盤研究(C)(課題番号:23560660)より助成を受けた。また、試験体製作では東京鉄鋼(株)より鉄筋等の材料を提供して頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表す。

#### 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、2001.9
- 2) 迫田丈志, 前田匡樹, 三浦耕太, 趙敏洙, 佐川隆之：機械式定着工法を用いた外部柱・梁接合部の終局強度に与える接合部アスペクト比の影響に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56B, pp67-74, 2010.3
- 3) 三本菅良太, 趙敏洙, 迫田丈志, 前田匡樹：RC 造ト形接合部の立面形状が復元力特性に与える影響に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp361-366, 2011
- 4) 三本菅良太, 迫田丈志, 前田匡樹：鉄筋コンクリート造ト形接合部の立面形状と復元力特性の関係, 日本地震工学会, 第 8 回, pp.366-367, 2011
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1999.11
- 6) 川勝康志郎, 田才晃, 清原俊彦, 窪田敏行, 梁主筋を機械式定着した外部柱・梁接合部のせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, p.p.444-450, 2001
- 7) 田畑卓, 西原寛, RC 造ト・T・L 形接合部のせん断および定着性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, 2003, p.p.913-918