

# 論文 高強度鉄筋を用いた柱 RC-梁 S 架構の接合部せん断耐力に対する実験的検討

渋市 克彦\*1・米澤 健次\*2・穴吹 拓也\*1・三井 達雄\*3

**要旨:** 柱 RC 梁 S 混合構造架構において、S 梁が柱内を貫通せず高強度鉄筋によって接続される構法を考案した。本構法を用いた場合の、接合部せん断耐力の評価法の検討を目的として、十字形接合部試験体 6 体による構造実験を実施した。実験の結果、以下の知見を得た。①本構法を用いた場合でも、概ね通常の RC 造の設計法に準じて接合部せん断耐力を適切に算定することができる。②梁から接合部へ伝達されるせん断力の応力中心間距離は、引張側は引張接続筋の重心位置、圧縮側はフランジ芯位置とすれば適切に定められる。③柱内接続筋の付着設計においては、圧縮側の応力をゼロとして算定できる。

**キーワード:** RC-S 架構, 接合部せん断耐力, 接合構法

## 1. はじめに

近年物流倉庫などの物件を中心に、柱を RC 造、梁を S 造とする混合構造架構（以後、RC-S 架構と称す）が用いられている。RC-S 架構では、S 梁が RC 柱内を貫通する納まりが主流であるが、柱主筋の配置箇所が制限されるほか、フルプレキャスト化が困難であるなどの課題がある。そこで、S 梁を柱フェース位置で止め、接続筋と称す高強度鉄筋を用いて RC 柱と S 梁を一体化する構法（以後、本構法と称す）を考案した。本構法のディテールを図-1 に示す。本構法では、S 梁のフランジに接続

金物と称すスリーブ状の金物を溶接し、柱内に接続筋を貫通させ、左右梁の接続金物内などの空隙にグラウトを充填することにより、柱梁を一体化する。また S 梁端部には、エンドプレートと称す鋼板を溶接し、梁からの圧縮力を接合部へ伝達させる。

本構法を用いた場合、柱と梁はそれぞれ通常の RC 造および S 造として構造性能を評価できるものと考えられる。柱梁接合部のせん断性能に関しても、概ね RC 造柱梁接合部の設計法を準用できるものと推察できるが、接合部のせん断有効幅や直交梁の効果に関する定義に課題がある。そこで筆者らは、非線形 FEM 解析を用いた検討を行い、本構法における接合部せん断耐力も、通常の RC 造と同様に「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（以後、靱性指針）」<sup>1)</sup>に準じて算定できるという結論を得た<sup>2)</sup>。本論文では、上記の結論を裏付けるために実施した構造実験について述べる。

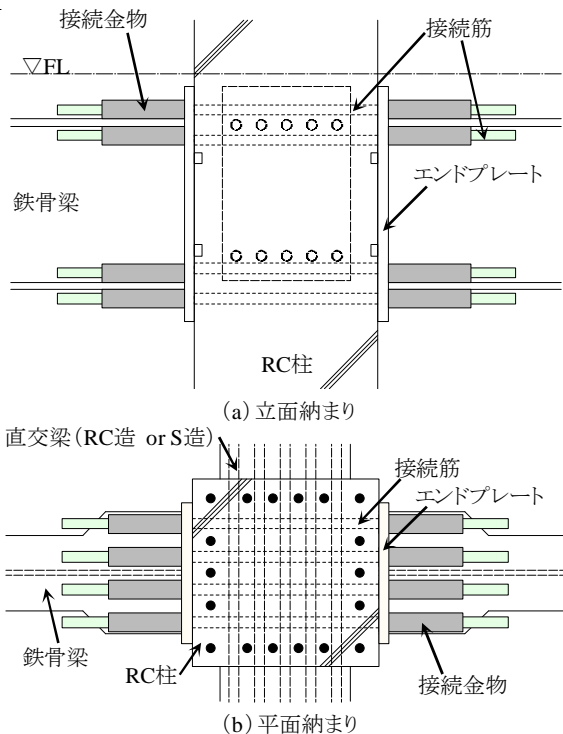


図-1 本構法のディテール

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体諸元を表-1 に、基準試験体 No2 の配筋図を図-2 に、各試験体の接合部概形を図-3 に、本実験で用いた材料の一覧を表-2 に示す。試験体はいずれも、RC 柱と S 梁を本構法により接合した十字形接合部形状である。物流倉庫を想定した実部材に対し、縮尺率 1/2.5 で各寸法を定め、試験体 6 体を製作した。No2 を基準試験体として、No1 では本構法を用いた直交梁（直交梁の諸元は No2 の加力梁と同様）を取付け、No3 では柱幅を拡幅し、No5 ではコンクリート強度を高め、それぞれ接合部せん断破壊させて耐力への影響を把握する計画とした。

\*1 (株) 大林組 技術研究所 修(工) (正会員)

\*2 (株) 大林組 技術研究所 工博 (正会員)

\*3 (株) 大林組 大阪本店 建築事業部構造設計部 修(工) (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体名	No1	No2	No3	No4	No5	No6
断面	400mm×400mm		500mm×400mm		400mm×400mm	
主筋	12-D25 (SD490)					
補強筋	目-D6@50 (SD345)					
階高	2700mm					
コンクリート強度 (目標値)	36N/mm <sup>2</sup>			60N/mm <sup>2</sup>		
軸応力度	コンクリート強度(目標値) × 0.2					
断面	BH-360×280×9×16				BH-360×120×280×7×9~16	
スパン	4000mm					
エンドプレート 厚さ	25mm				16mm	
直交梁の有無	あり	なし				
接続筋 (上下端共通)	3+2-D22 (SD685)		2+2-D22 (SD685)	3+2-D22 (SD685)	2+2-D22 (SD685)	
想定破壊モード	接合部せん断破壊		接続筋降伏	接合部せん断破壊	梁曲げ降伏	

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート

試験体	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	割裂強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ]
No1	44.1	—	2.55
No2	40.8	3.02	2.51
No3	42.2	—	2.52
No4	64.0	4.01	2.80
No5	62.7	—	2.80
No6	65.1	3.94	2.75

(b) 鋼材

試験片	鋼種	使用箇所*	降伏強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	
鉄筋	D6	SD345	柱フープ	442	571	20.0
	D22	SD685	接続筋	695	886	19.5
	D25	SD490	柱主筋	524	698	19.5
鋼板	t7	SM490A	No6 W	470	618	20.6
	t9		No1~5 W No6 中央部 F	395	554	20.7
	t16	No1~5 F No6 端部 F No6 EPL	355	532	20.9	
	t25	No1~5 EPL	353	533	20.8	

※F:フランジ, W:ウェブ, EPL:エンドプレートを表す。

また No4 では接続筋を先行降伏, No6 では S 梁を先行降伏させる計画とした。ここで, No6 の梁端部は, 接続金物を溶接するため水平ハンチを設け拡幅した。そのため, 降伏想定位置は梁端部ではなく, 水平ハンチの始端となる (図-3 参照)。なお, 想定する破壊モードに至る前に接合金物内で定着破壊しないよう, 接合金物の長さは 180mm とした。更に, 万が一一定着破壊が発生した場合に備え, 図-3 中に示すように滑り防止金物 (長ナット) を接続筋の先端に取り付けた。また, エンドプレートについても, 想定する破壊モードに至る前に曲げ降伏しない厚さとした。

## 2.2 試験体製作

試験体製作の状況を写真-1 に示す。試験体製作の際

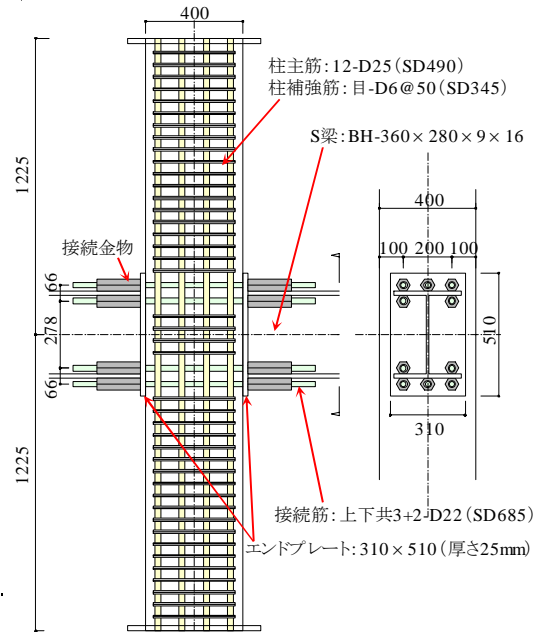


図-2 配筋図 (No2)

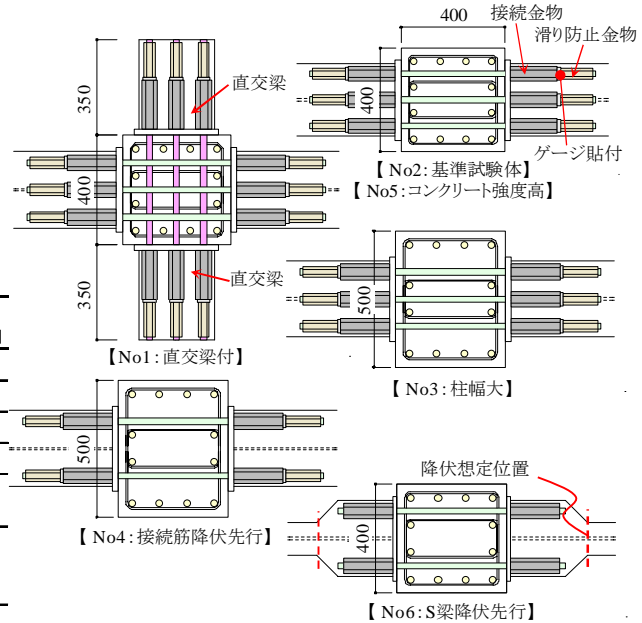


図-3 各試験体の接合部概形

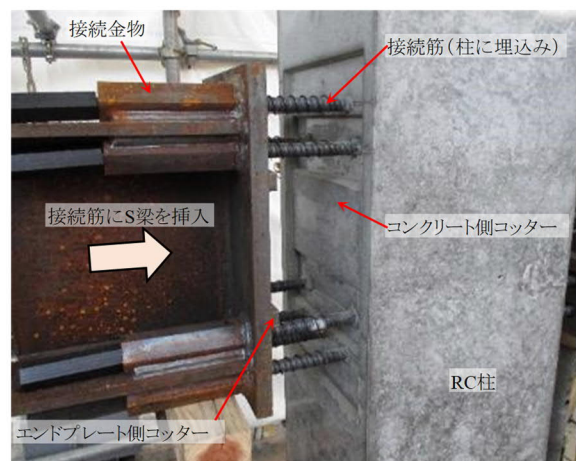


写真-1 試験体製作の状況

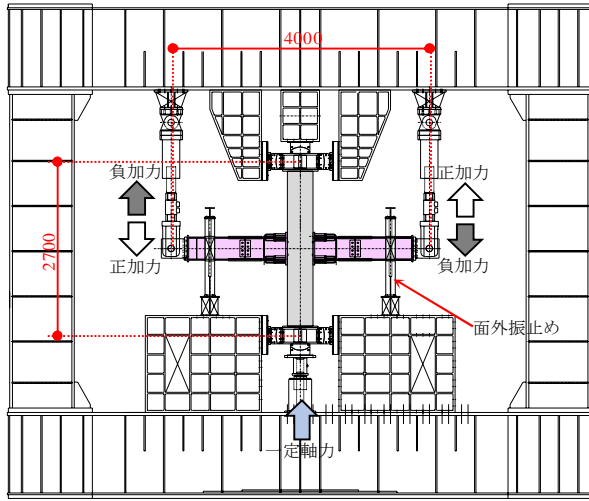


図-4 加力装置

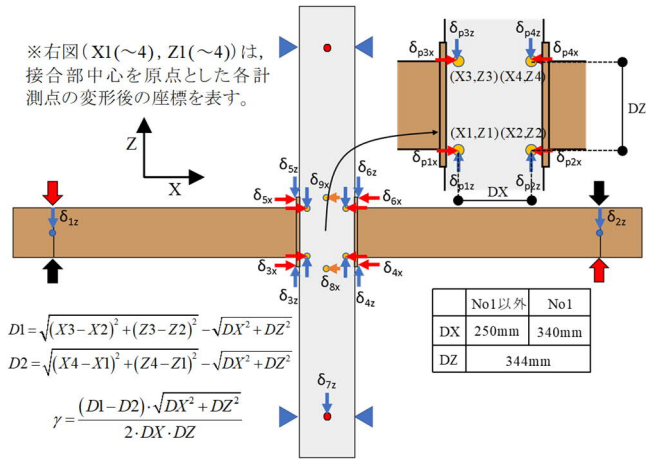


図-5 変位計位置

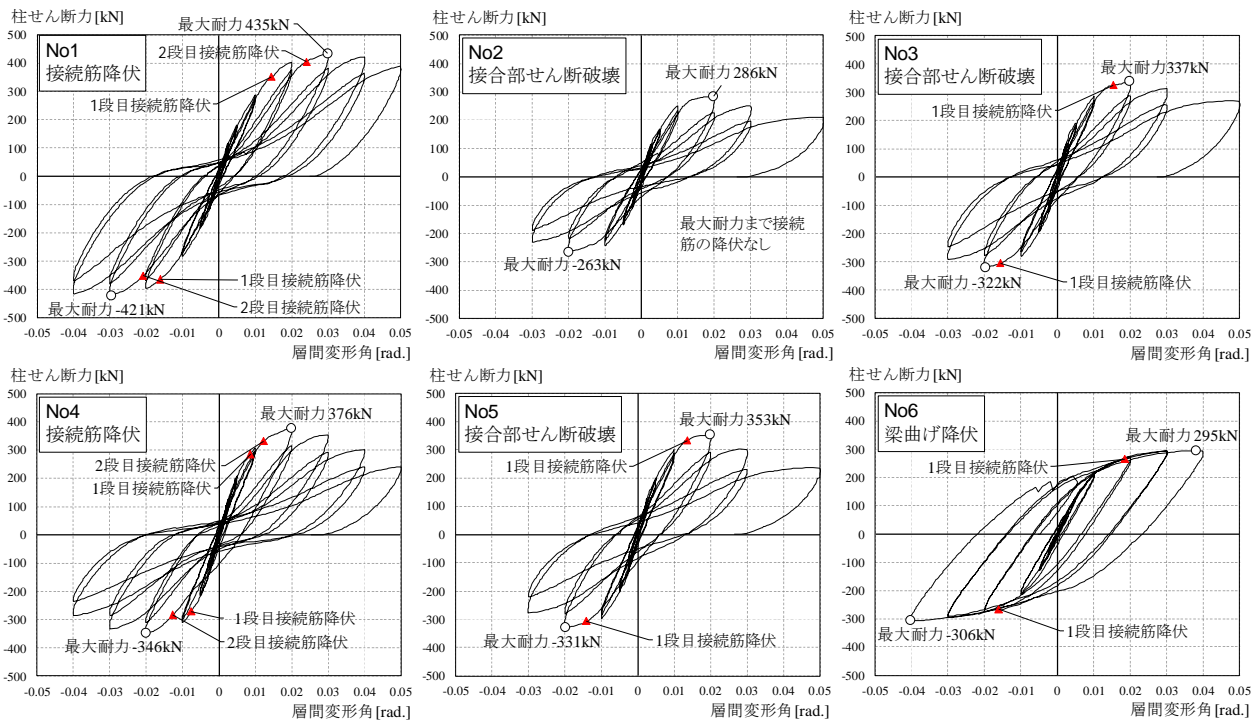


図-6 柱せん断力-層間変形関係

し、まず継手筋を埋め込んだ状態で柱のコンクリートを打設した。ここで、梁と柱のせん断伝達をさせるためのコッターを設けた。コッターは、エンドプレート側にフラットバーを溶接して凸部を設け、凹状に加工したコンクリート側と噛み合わせることで成形した。実際の設計時には、「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)」<sup>3)</sup>に示されるシアコッター耐力算定式を準用し、梁に生じるせん断力を上回るように設計する。

柱コンクリート打設後、写真-1 示すように梁部材に溶接した継手金物内に継手筋を挿入した。その後、エンドプレート端部が柱フェース位置となるように梁部材を固定し、コッター部の空隙および継手金物内の空隙に、同時にグラウトを充填することで柱梁を一体化した。

### 2.3 加力方法および計測方法

加力装置を図-4 に示す。自己反力で釣り合うロ型の試験装置に、曲面座治具を介して試験体柱の上下を固定し、所定の軸力を導入した後に梁端部のクレビスを接続した後に梁を鉛直方向に載荷した。加力は、層間変形角  $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33$  のサイクルをそれぞれ正負2回ずつ交番載荷した後に、 $R=1/20$  まで押し切る計画を基本とした。ただし、 $R=1/33$  のサイクル終了時に荷重が最大耐力の8割以下とならなかった No1, No4, No6 については、 $R=1/25$  を正負2回ずつ載荷するサイクルを追加した。

変位計位置図を図-5 に示す。これらの変位計は全て、柱頭および柱脚のクレビスに固定された計測治具から相対変位を計測したものである。梁端のクレビス位置にお

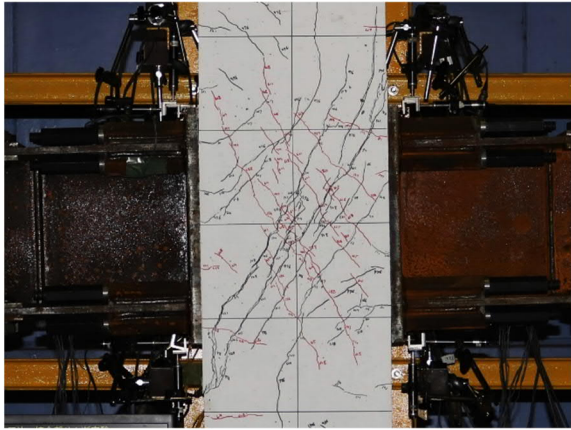


写真-2 最大耐力時ひび割れ状況 (No2)

いて鉛直変位  $\delta_{1z}$  および  $\delta_{2z}$  を計測し、変位の合計をスパンで除すことで層間変形角を算定した。また、後述の図-7 に示す接合部の変形量は、 $\delta_{p1x} \sim p4x$  および  $\delta_{p1z} \sim p4z$  で計測した各点の相対変位より算定した。なお図-3 中に示すように、実験では接続金物の外側に、定着破壊を起こした場合のフェールセーフとして滑り防止金物を設置した。ただし、接続金物と滑り防止金物の切り替わり箇所接続筋にゲージを貼付しひずみを計測した結果、実験終了時までほとんどひずみが生じなかったことから、本実験では接続金物内での定着破壊は生じなかったものと考えられる。

### 3. 実験結果の概要

各試験体の柱せん断力-層間変形関係を図-6 に示す。基準試験体である No2 は、接続筋が降伏しない状態で  $R=1/50$  で最大耐力を発揮した後、計画通り接合部せん断破壊して荷重が低下した。柱幅を拡幅した No3、コンクリート強度を高めた No5 は、No2 と比較してそれぞれ最大耐力が上昇し、1 段目接続筋の降伏は確認されたが、破壊モードとしてはいずれも No2 と同様に接合部せん断破壊と判断した。一方、直交梁を取り付けた No1 は、接合部せん断破壊させる計画だったが想定以上に耐力が上昇し、接続筋の降伏が先行する結果となった。最大耐力は  $R=1/33$  時点で、その後少しずつ荷重が低下した。No4 は、計画通り接続筋の降伏が先行し、 $R=1/50$  で最大耐力を発揮するまでに 2 段目接続筋までの降伏を確認した。他の試験体と比べて履歴にややスリップ性状が見られるが、これは接続筋の降伏域が接合部内に進展し、コンクリートとの付着に劣化が生じたためと推察される。No6 は、計画通りに水平ハンチ始端位置での S 梁降伏が先行し、履歴も鉄骨造らしい形状となった。

なお、各試験体の破壊モードについては、履歴性状や目視による観察、また変形分離による各部材の変形負担割合などから総合的に判断した。一例として、No2 の最大

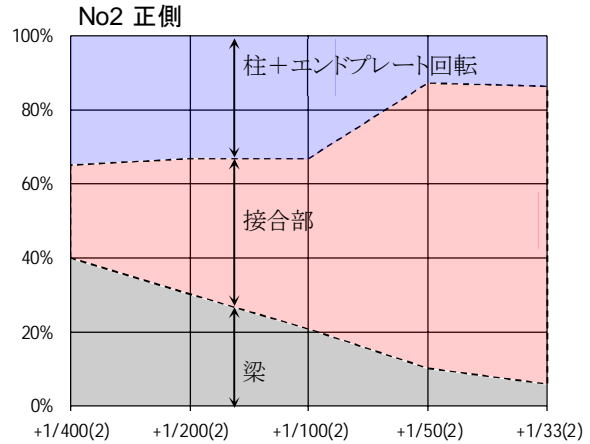


図-7 各部材の変形負担割合

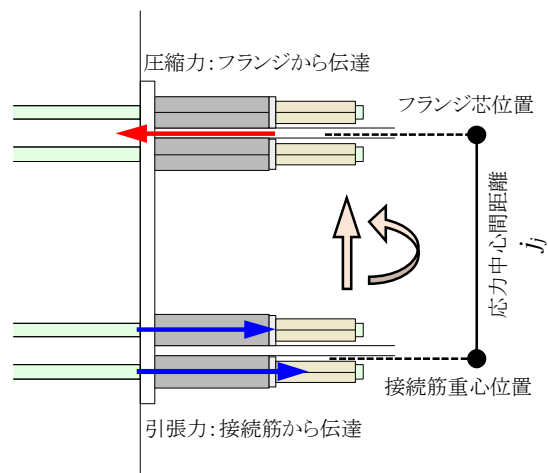


図-8 応力伝達メカニズム

耐力時ひび割れ状況を写真-2 に、各部材の変形負担割合を図-7 に示す。この例では、最大耐力時には接合部に顕著なせん断ひび割れが生じており、また全体変形に占める接合部変形の割合が高くなっていることから、接合部せん断破壊したものと判断した。

### 4. 接合部せん断耐力の評価法

#### 4.1 入力せん断力

本構法における梁から接合部への応力伝達メカニズムを図-8 に示す。本構法では、梁の引張力は接続筋により、圧縮力は梁フランジからエンドプレートを介して接合部へ伝達されるものと考えられる。よって引張側は接続筋重心位置、圧縮側はフランジ芯位置を応力中心として、応力中心間距離を求めることとする。上記を用い、接合部への入力せん断力は式(1)より算出できる。

$$Q_p = \frac{(M_{bL} + M_{bR})}{j_j} - Q_c \quad (1)$$

ここに、 $Q_p$ : 接合部入力せん断力[N],  $M_{bL} \cdot M_{bR}$ : 柱フェース位置の梁材端モーメント[N\*mm],  $j_j$ : 応力中心間距離[mm],  $Q_c$ : 柱せん断力[N]

表一三 接合部せん断強度の評価精度

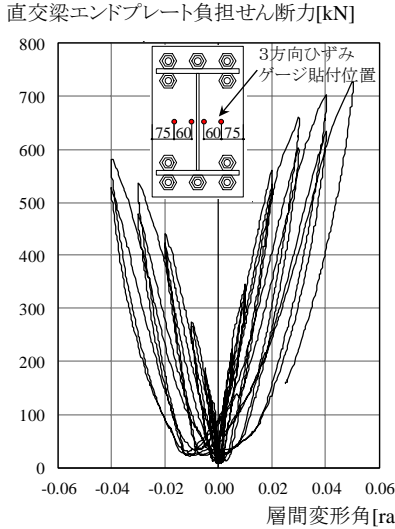
試験体	最大耐力の実験値[kN]	計算値[kN]	実験値／計算値
No1*	435	271	1.61
No2	286	218	1.31
No3	337	255	1.32
No5	353	295	1.20

※1:表中の値は、全て柱せん断力に換算した値。  
 ※2:No1は接続筋降伏が先行したため参考値。

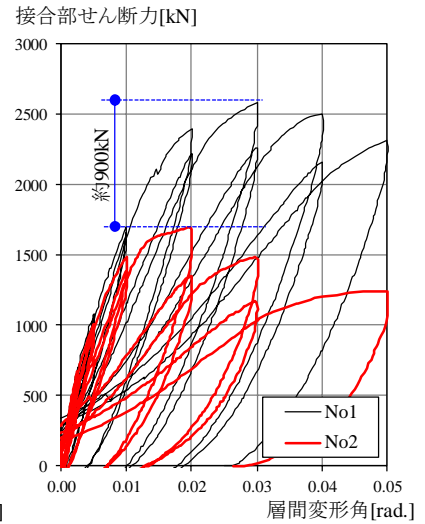
表一四 接続筋降伏強度の評価精度

試験体	接続筋降伏の実験値[kN]		計算値[kN]	実験値(2段目)／計算値
	1段目	2段目		
No1	358	379	388	0.98
No4	279	308	305	1.01

※1:表中の値は、全て柱せん断力に換算した値。  
 ※2:実験値は、正負の平均値とした。



図一四 直交梁エンドプレートの負担せん断力



図一五 接合部せん断力-層間変形角関係

#### 4.2 接合部せん断耐力

接合部せん断耐力は、本構法においても通常の RC 造と同様に、靱性指針<sup>リ</sup>に準じて式(2)より算出できるものと考えられる。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_c \quad (2)$$

ここに、 $V_{ju}$ : 接合部せん断耐力[N],  $\kappa$ : 接合部形状係数,  $\phi$ : 直交梁の有無による補正係数 (両側直交梁付き接合部の場合 1.0, その他の場合 0.85),  $F_j$ : 接合部せん断強度の基準値(=0.8  $\sigma_B^{0.7}$ )[N/mm<sup>2</sup>],  $D_c$ : 柱せい[mm],  $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度[N/mm<sup>2</sup>],  $b_j$ : 柱梁接合部の有効幅(後述)[mm]

通常の RC 造では接合部有効幅  $b_j$  を梁幅と柱幅の平均値とするが、本構法では接合部に直接圧縮力を伝達するエンドプレートの幅と柱幅の平均値とし、式(3)より  $b_j$  を求めることとした。ただし、フランジ幅とエンドプレート幅に大きな差がある場合は、エンドプレート内での支圧力の拡がり角度などを考慮して上限を設ける必要があると考えられる。

$$b_j = B_{ep} + b_{a1} + b_{a2} \quad (3)$$

ここに、 $B_{ep}$ : エンドプレート幅[mm],  $b_{a1}, b_{a2}$ : 靱性指針<sup>リ</sup>参照

#### 4.3 実験値と計算値の比較

破壊モードが接合部せん断破壊となるよう計画した試験体について、式(1)より求めた最大耐力時の実験値と、式(2)より求めた計算値の比較を表一三に示す。実際に接合部せん断破壊した No2, No3, No5 については、実験値／計算値が 1.2~1.3 程度となったことから、柱幅やコンクリート強度の影響を考慮した上で、上記の方法で概ね精度よく実験値を評価できるものと考えられる。一方

No1 については、実験値／計算値が 1.6 程度となった。

当該試験体は、接合部せん断破壊する前に接続筋降伏する結果となったため、実際の接合部せん断耐力はさらに高くなるものと考えられる。靱性指針<sup>リ</sup>では、直交梁による接合部せん断耐力の上昇率を 1.18 (=1/0.85) としていることから、本構法を用いた直交梁が取付く場合は、靱性指針で考慮する直交梁の効果よりも高い耐力上昇効果が期待できる。これは、直交梁のエンドプレートがせん断力を負担することが原因であると考えられる。直交梁エンドプレートに貼付した三方向ひずみゲージによる計測値 (図一四中に示す 4 点の平均値) に、せん断弾性係数を乗じて算定した、直交梁エンドプレートの負担せん断力を図一四に、No1 および No2 の接合部せん断力-層間変形角関係を図一五に示す。No1 と No2 の最大耐力時接合部せん断力の差が 900kN 程度である。一方で No1 の直交梁エンドプレートは、接合部せん断力が最大となる層間変形角 0.02~0.03 の間に 600~700kN 程度のせん断力を負担していることから、エンドプレートが耐力上昇の主たる要因となっていることが推察できる。なお、直交梁のエンドプレートへの応力伝達は、文献 2)でも述べたように、直交梁の接続筋のダボや、損傷によりコンクリートが膨張することによって生じる摩擦力によってされるものと推察される。

#### 5. 接続筋の降伏モーメントの評価法

接続筋の降伏モーメントは、式(1)で用いた応力中心間距離  $j_j$  を用いて式(4)より算定できる。

$$M_{jy} = \sigma_y \cdot a_{ij} \cdot j_j \quad (4)$$

ここに、 $M_{jy}$ : 接続筋の降伏モーメント,  $\sigma_y$ : 接続筋の降伏強度[N/mm<sup>2</sup>],  $a_{ij}$ : 引張接続筋の総断面積[mm<sup>2</sup>],  $j_j$ : 応

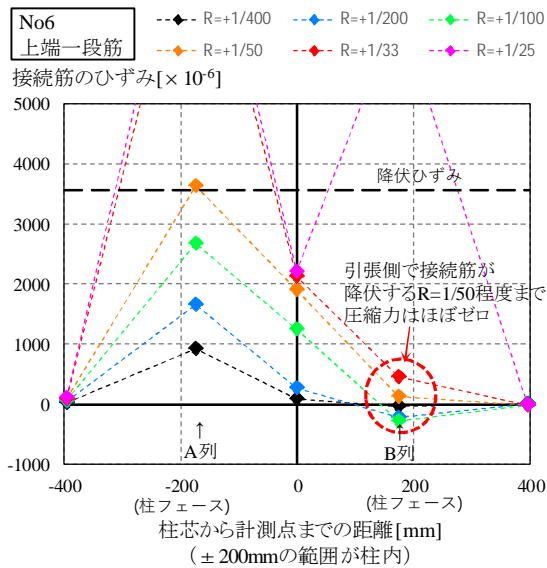


図-11 接統筋のひずみ分布

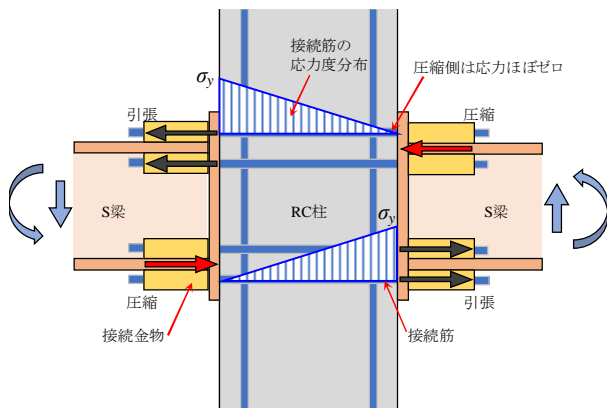


図-12 接統筋の応力分布イメージ

力中心間距離[mm]

接統筋の降伏が先行した No1 および No4 の実験値と計算値の比較を表-4 に示す。いずれも実験値を精度よく評価できていることから、応力中心間距離の設定が概ね妥当であるものと考えられる。

## 6. 接統筋の付着設計

S 梁が先行降伏した No6 の一段目接統筋ひずみ分布を 図-11 に、本構法の接合部内通し主筋の応力分布イメージを 図-12 に示す。本構法では、梁からの圧縮力はフランジからエンドプレートを通じて接合部へ伝達される。そのため実験では、引張側の接統筋が降伏するまで圧縮側の接統筋にはほとんど応力が生じない結果となった。この結果は、文献 2) における解析結果と同様である。通常の RC 造では、通し主筋の引張側と圧縮側でそれぞれ

降伏応力として応力勾配を仮定し、付着設計するのが一般的であるが、本構法では、実験結果より圧縮側の応力をゼロと仮定できる。すなわち、設計用付着力算定方法として靱性指針 1) に示される式(5)において、 $\gamma=0$  として算定してよいものと考えられる。

$$\tau_f = \frac{(1+\gamma) \cdot \sigma_y \cdot d_b}{4D_c} \quad (5)$$

ここに、 $\gamma$ : 複筋比,  $\sigma_y$ : 降伏強度[N/mm<sup>2</sup>],  $d_b$ : 鉄筋径[mm],  $D_c$ : 柱せい[mm]

なお、図-11 中に示す A 列～B 列間のひずみ差から実験時の平均付着応力度を算定し、生じる付着応力度は式(5)において  $\gamma=0$  とする算定法で適切に評価できることを確認した。また、接統筋降伏が先行する No4 において、接統筋が降伏するまで付着応力度と柱せん断力は概ね比例関係にあり、顕著な付着劣化は生じなかった。

## 7. まとめ

本構法を用いて RC 柱と S 梁を接合した十字形接合部試験体 6 体の実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 本構法を用いた場合でも、接合部せん断耐力は、概ね通常の RC 造の設計法に準じて適切に算定することが出来る。
- (2) 直交梁として本構法を用いて接合される S 梁が取付いた場合、直交梁のエンドプレートがせん断力を負担するため、靱性指針で考慮する直交梁の効果に比べ、高い接合部せん断耐力上昇効果が期待できる。
- (3) 接統筋の降伏モーメントは、応力中心間距離を引張接統筋位置～圧縮側フランジ芯とすれば、精度よく算定することができる。
- (4) 本構法を用いた場合、柱内接統筋の付着設計を行う際に、圧縮側の応力をゼロとして算定できる。

## 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 年
- 2) 渋市克彦，他：高強度鉄筋を用いた柱 RC-梁 S 架構の接合部せん断耐力に対する解析的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.41, No.2, pp.247-252, 2019
- 3) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説，2002 年