

# 論文 柱・梁接合部における接合部せん断力と接合部内定着力の相互作用

塩原 等\*<sup>1</sup>・Safaa Zaid\*<sup>2</sup>・小谷俊介\*<sup>3</sup>

**要旨：**地震力を受ける鉄筋コンクリート造十字型柱・梁接合部が破壊する時、梁曲げ破壊モードと接合部せん断破壊モードに分かれる現象は、接合部入力せん断力だけでなく、接合部内定着力との相互作用に強く支配され決定することを示す実験結果を示す。次に相互作用の程度を定量的に予測する解析モデルを提案する。このモデルによって、接合部入力せん断力、接合部内定着力、その他の諸因子が柱・梁接合部の最大層せん断力と破壊モードに及ぼす影響を統一的に説明できることを示す。

**キーワード：**柱・梁接合部, 相互作用, 接合部せん断破壊, 接合部せん断力, 定着力

## 1. はじめに

現行のすべての鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震設計規定は、接合部のせん断破壊を入力せん断力（以下せん断力という）の制限だけで防止しようとしている。柱や梁の通し主筋の接合部内定着力（以下定着力という）が最大層せん断力や接合部の破壊モードに及ぼす影響は一切考慮されていない。一方最近定着力の効果に着目した研究が増えている。Parkら<sup>1)</sup>は、主筋に丸鋼を用いた柱・梁接合部の実験を実施して、通常は接合部せん断破壊が発生する高い接合部せん断力が生じたのに接合部はせん断破壊しなかったと報告した。これは、柱・梁接合部の破壊モードが接合部のせん断強度と入力せん断力の大小関係のみで説明できると考えてきた既往の経験則を否定する実験結果である。本研究では、この点を非常に重要な問題として認識し、接合部入力せん断力と接合部内主筋の定着強度の相互作用を実験的・解析的に検討する。

## 2. 既往の実験

### 2.1 実験概要

最初に、入力せん断力と定着力の相互作用が

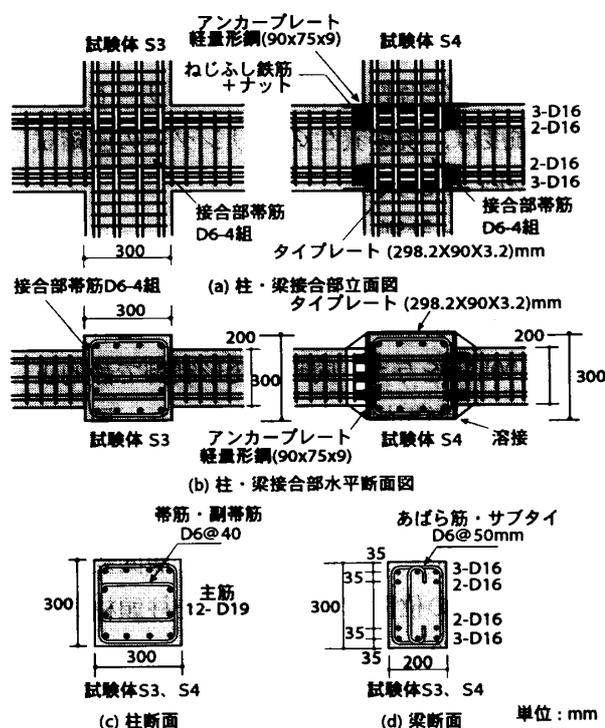


図1 試験体の寸法・配筋と接合部の補強詳細

著しい実験例を文献2から紹介する。試験体の形状と配筋を図1に示す。試験体S3は、在来の梁通し主筋とした柱・梁接合部で梁降伏前にせん断破壊するように設計した。試験体S4は、試験体S3と寸法・配筋、材料強度は共通だが、接合部に次の補強を追加した。すなわち、(1) 柱の

\*1 東京大学助教授 工学系研究科建築学専攻 (正会員)

\*2 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻博士課程

\*3 東京大学教授 工学系研究科建築学専攻 (正会員)

表 1 鉄筋と鋼材の材料力学特性

鉄筋及びプレート	公称断面積 (cm <sup>2</sup> )	降伏点強度 $f_y$ (MPa)	引張強度 $f_u$ (MPa)	ヤング率 $E_s$ (GPa)
D6 帯筋	0.32	390	580	185
D16 梁主筋	1.99	470	660	194
D19 柱主筋	2.87	450	680	208
タイプレート	2.88	353	475	205

フェイスでねじ異形鉄筋の梁主筋と曲げ剛性の高い孔あき定着板 (L 断面軽量形鋼厚さ 9mm) を板の両側でナットで固定し、(2) それらの柱の両側の定着板を厚 3.2× 幅 9mm の鋼板のタイプレートに溶接して連結した。表 1 に鉄筋とタイプレートの力学特性を示す。コンクリートの平均圧縮強度は、現場養生のシリンダーの圧縮試験で 28MPa となった。

2.2 加力・計測

試験体は柱脚をピン支持、梁端部をローラー支持とし、柱頭のピンに荷重制御で一定の柱圧縮軸力 100kN を与え、同時に変形制御で静的正負繰り返し漸増振幅の水平力を与えた。層せん断力、層間変位、接合部変形及び主筋の歪等が測定された。層せん断力は、柱頭に水平力を加えるアクチュエータの荷重値とし、層間変形角は、柱頭ピンの位置での水平変位を柱頭柱脚のピンの距離で除した値とした。

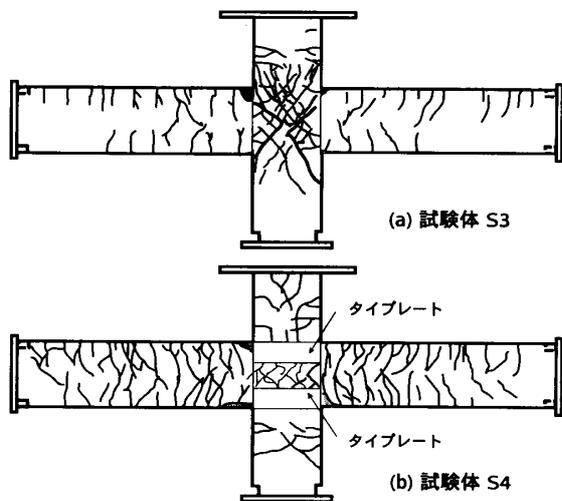


図 2 ひび割れ状況 (層間変形角 3%)

2.3 実験結果

試験体 S3 は、層間変形角 2% で層せん断力が最大値 128kN に達し、接合部の斜めひび割れが拡大して接合部変形が増大した。層間変形角 3% で梁の引張り主筋が降伏したが梁曲げ変形は増大せず接合部せん断変形の増大と耐力低下が継続し、典型的な接合部せん断破壊 (J) となった。

試験体 S4 は、層間変形角 2% で梁引張主筋が降伏し、層間変形角 3% で層せん断力が最大値 165kN に達した。図 2 が示すように梁曲げ降伏により梁端部に多数の曲げひび割れが生じ、主に梁の変形成分が増大し梁曲げ破壊 (B) となった。層間変形角が 4% の 2 回目の荷重の繰返しの中でタイプレートが引張り降伏し、その後間もなく接合部中央に水平方向の滑りせん断破壊<sup>2)</sup>が発生し耐力低下が始まった。

2.4 荷重・変形関係

図 3 に層間変形角と層せん断力の関係を示す。試験体 S3 は、層間変形角が 1.5% を超えると層

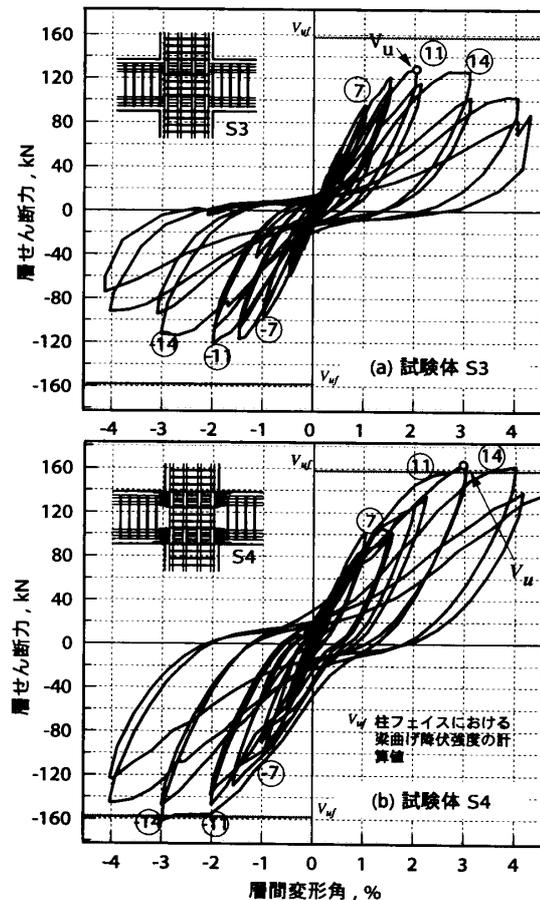


図 3 層間変形角と層せん断力の関係

せん断力の低下が始まった。試験体 S4 は、層間変形角が 4% まで安定した紡錘型の良好な履歴ループ形状を示した。試験体 S4 の最大層せん断力は、試験体 S3 のものより 28% 高くなった。

表 2 に諸強度の計算値を示す。試験体の梁断面が柱フェイスで曲げ降伏する時の層せん断力の計算値  $V_{uf}$  は 159kN で、試験体 S4 の実験値と良く一致した。一方、試験体 S3 の最大層せん断力の実験値は、最後に梁が曲げ降伏しているが梁曲げ耐力よりはかなり小さく S4 より遥かに小さくなった。

### 3. 実験結果の重要性

#### 3.1 接合部せん断応力度

ここで紹介した実験<sup>2)</sup>で接合部せん断応力度に関して極めて興味深い結果が得られた。図 4 は、各サイクルの層せん断力のピークにおける接合部せん断力の包絡線を示している。ここに接合部せん断応力度は文献 2 に詳しく述べているが、柱フェイスで測定した梁の引張り鉄筋の歪度を主筋の応力に換算し、柱せん断力を用いて接合部せん断力とし、終局強度指針<sup>4)</sup>の柱梁接合部の有効水平断面積  $A_{eff}$  で割って求めた値であり、試験体 S4 と試験体 S3 の最大接合部せん断応力は概ね同じとなった。すなわち、この接合部補強法では、接合部のせん断応力度は増大しなかった。しかし、この補強により破壊モードを接合部せん断破壊から梁曲げ破壊モードに移行させることができた<sup>2)</sup>。この補強法の実用性はともかく、2 体の比較から、接合部せん断応力以外に、せん断接合部破壊モードと最大層せん断力に非常に大きな影響を及ぼす要因が確かに存在すると結論ができる。

試験体 S4 の最大層せん断力が上昇した真の理由を調べてみる。試験体 S3 と S4 の梁主筋の応力度分布の測定値を比較した図 5 からわかるように、接合部内で主筋定着が改善されたことがわかる。具体的には梁圧縮側主筋の圧縮応力度に差が生じて、層せん断力に差が生じる結果となったものである。

逆に、接合部がせん断破壊した試験体 S3 で層せん断力が低下した原因は、図 5 の S3 の主筋の応力分布に見られるように、一旦接合部内で梁主筋の定着力が上限値に達すると付着滑りが

表 2 強度の推定値と実験値の比較

層せん断力	S3	S4
$V_{uf}$ : 柱フェイス断面における梁断面の曲げ降伏時の層せん断力, kN	159	159
$V_{ujl}$ : 終局強度指針の接合部せん断応力度時の層せん断力, kN	127	127
$V_{exp}$ : 実験値, kN	128	165

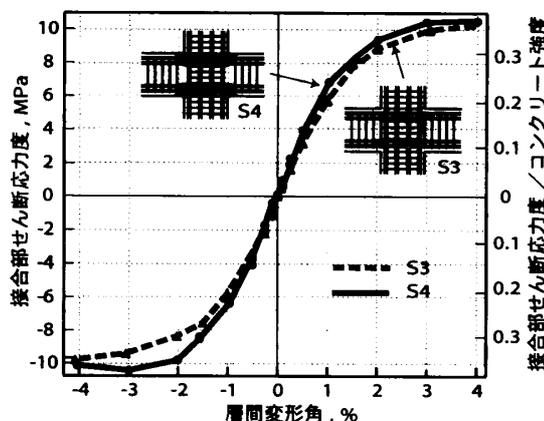


図 4 接合部のせん断応力度と層間変形角の関係

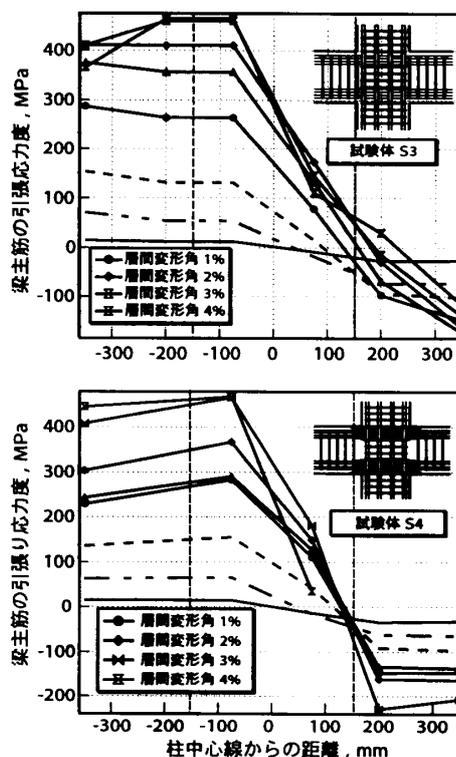


図 5 接合部近傍の梁主筋の引張り応力度の分布

始まり圧縮鉄筋が接合部に吸い込まれて梁の柱フェイスにおける圧縮鉄筋の応力が圧縮から引張りにシフトしたためである<sup>3,4)</sup>。

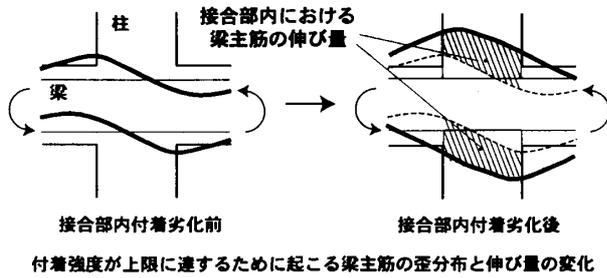


図6 接合部内梁通し主筋の伸び

### 3.2 接合部破壊モードの分岐の真の原因

実験から、接合部にせん断破壊が起ると梁主筋の引張り歪度が、図6のように接合部内で増大し梁主筋の伸びの総和が増大することがわかる。この結果コンクリートのひび割れが拡大する。しかし、主筋の伸びの増大分が、梁端部のひび割れに抜け出して梁端部の回転変形の増大を引き起こす(図7a)のか、接合部内の斜せん断ひび割れに抜け出してひび割れ幅を拡大させ、接合部パネルの回転を起して接合部せん断変形<sup>3,5)</sup>の増大を引き起こす(図7b)のか、その分岐の原因が検討されたことは過去にない。

そこで、図7aの梁端部曲げ変形モード(以下Bモードという)と、図7bの接合部せん断変形モード(以下Jモードという)のそれぞれの強度を曲げ解析により求め大小の比較をすることにより、これらの2種類の変形モード<sup>3)</sup>のどちらに分岐するのかを推定する方法を提案する。それぞれのモードの強度解析の仮定を次の節に述べる。

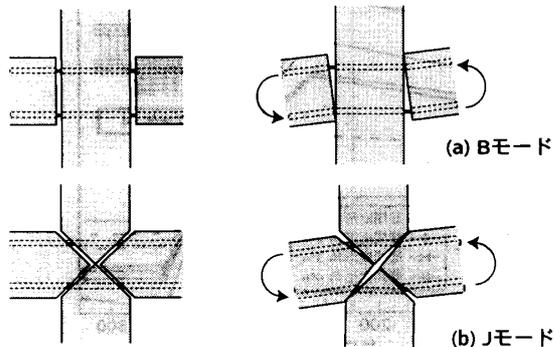


図7 2種類の接合部変形モード

## 4. 解析モデルと解析例

### 4.1 代表危険断面

図7のBモードとJモードの2つの変形機構のひび割れの開閉が集中する断面に対応した図8の2種類の危険断面を考える。

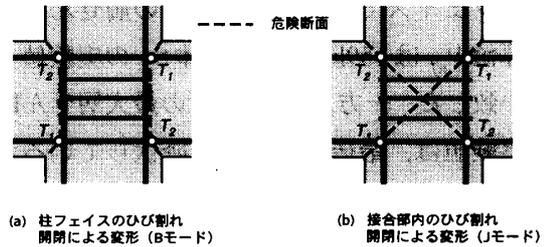


図8 2種類の変形モードに対応した危険断面

### 4.2 部分架構

力のつり合い条件から、危険断面における梁主筋の合力 $T_1, T_2$ および接合部横補強筋の引張合力 $T_5$ 、と接合部のせん断応力度 $\tau_j$ の関係を導く。十字型架構の形状と外力は上下及び左右で対称とする(図9)。長さは、柱せい $D_c$ を1として規準化した値とする。梁せい $D_b$ は、 $D_c$ と等しく、柱と梁の反曲点間長さはそれぞれ $L_b, L_c$ とする。柱幅と梁幅はそれぞれ $b_c, b_b$ とする。以下、 $T_1, T_2, T_5$ はすべて $(b_c D_c \sigma_c)$ ( $\sigma_c$ : ストレスブロックのコンクリート圧縮応力度 $\sigma_c$ )で規準化している。

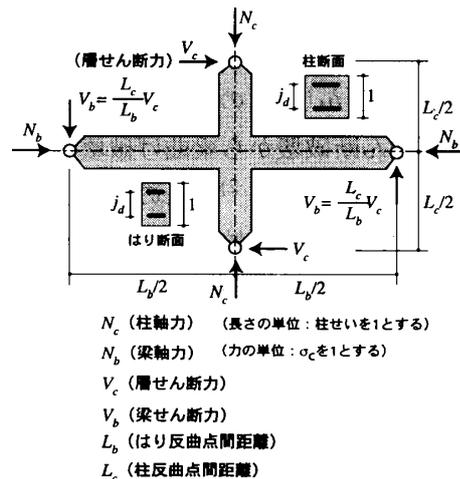


図9 部分架構に作用する力の記号と定義

### 4.3 Bモードの強度

図10のように危険断面の内力 $T_1, T_2$ を設定すると梁端のモーメント $M_b$ および梁軸力 $N_b$ の関係は、力の釣り合いより、(1)式で与えられる。

$$M_b = \frac{T_1 - T_2}{2} j_d + (T_1 + T_2 + N_b) \left( \frac{1}{2} - \frac{b_c(T_1 + T_2 + N_b)}{2b_b} \right) \quad (1)$$

$M_b$  が得られれば、梁端の応力中心間距離  $j$  を梁の有効せい  $d$  の  $7/8$  倍と仮定し、終局強度指針<sup>4)</sup>の柱梁接合部の有効水平断面積  $A_{eff}$  を用いることにより、与えられた  $T_1, T_2$  の関数として、Bモードの接合部せん断力  $\tau_{jB}(T_1, T_2)$  が求まる。

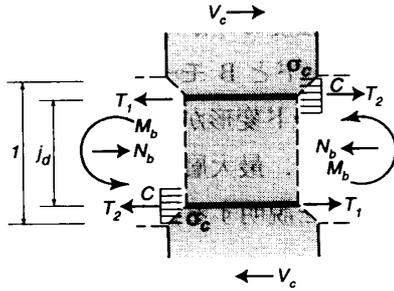


図10 Bモードの危険断面に作用する応力

#### 4.4 Jモードの強度

図11のように危険断面におけるコンクリートの応力  $C_1, C_2$  と鉄筋の応力  $T_1, T_2, T_5$  を設定する。内力の大きさ  $T_1, T_2, T_5$  が既知であれば、力の

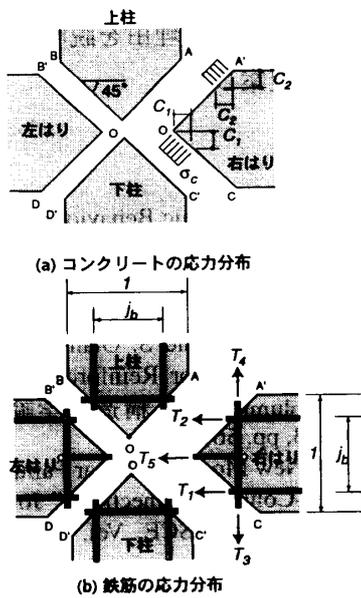


図11 Jモードの危険断面に作用する応力

釣合いに関する5元2次連立方程式<sup>3,5)</sup>から層せん断力  $V_c$  を解くことができるから、Bモードと同様に、Jモードの接合部せん断力が、 $T_1, T_2$  の関数  $\tau_{jJ}(T_1, T_2)$  として求められる。

#### 4.5 JモードとBモードの強度の大小関係

各モードの接合部せん断応力度  $\tau_{jJ}$  と  $\tau_{jB}$  は、 $T_1, T_2$  の値によって大小関係が逆転する。これを具体的に以下の計算例で説明する。図12において典型的な柱・梁接合部のBモードとJモードの接合部せん断応力度の小さい方、すなわち  $\min\{\tau_{jJ}, \tau_{jB}\}$  の等高線を  $T_1-T_2$  平面上(引張り正とする)に示した。一般に、左上の領域では、 $\tau_{jJ} > \tau_{jB}$  となる(以下B領域という)。右下の領域では、 $\tau_{jJ} < \tau_{jB}$  となる(以下J領域という)。 $(T_1, T_2)$  がJ領域内にあればJモード変形が支配的になり、逆にB領域内にあればBモードの変形が支配的になると解釈できる。ここに、 $T_1$  は、接合部せん断力に比例する値であり  $T_1-T_2$  は、接合部内の定着力にほかならない。よって、図12は、梁通し主筋の接合部内定着力が、接合部せん断強度と接合部の変形モードに及ぼす相互作用を表す。

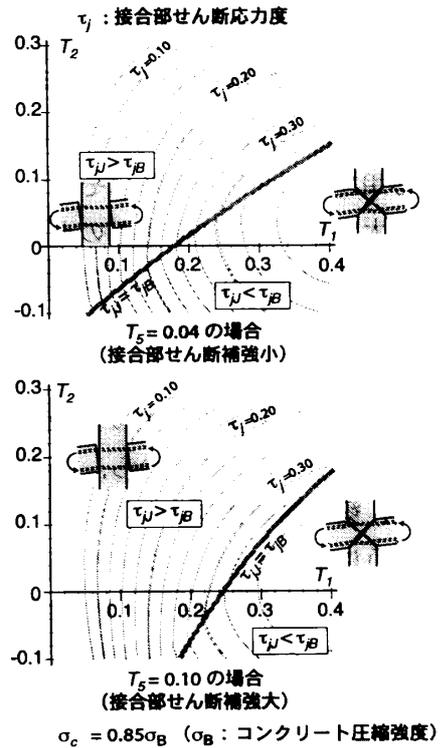


図12 接合部せん断応力度の計算値

#### 4.6 せん断力と定着力の相互作用

図12から読みとれる相互作用を以下に述べる。一般に接合部せん断力と定着力が増大するほどJモード領域内に入るの接合部Jモード

