

# 論文 機械式定着を有する RC 造ト形接合部の曲げ抵抗機構と終局強度に関する基礎的研究

迫田 丈志<sup>\*1</sup>・三浦 耕太<sup>\*2</sup>・趙 敏洙<sup>\*2</sup>・前田 匡樹<sup>\*3</sup>

**要旨：**梁主筋を機械式定着したト形接合部では、柱梁引張主筋交差部の曲げひび割れ、さらに定着板から梁圧縮域に向かう斜めひび割れと柱の圧縮領域に伸びる縦ひび割れが生じ、横補強筋と柱主筋が降伏して定着板近傍のひび割れ幅が拡大した。また、定着長  $L_d$  と梁主筋中心間距離  $j_b$  の比 ( $j_b/L_d$ ) の大小によって、45度の圧縮ストラットを想定した現行設計式とは結果が乖離する傾向が認められた。本研究では、接合部の曲げ抵抗機構とストラット機構を仮定し、 $j_b/L_d$  と終局強度比の関係から、 $j_b/L_d$  が大きい縦長接合部では終局強度が低くなることや、正方形から離れるとストラット強度が現行式よりも低く推定されることを示した。

**キーワード：**機械式定着, ト形接合部, 曲げ抵抗機構, 終局強度, 接合部横補強筋, ストラット機構

## 1. はじめに

近年、中高層建物を中心に機械式定着工法が用いられてきた。本工法は、ト形柱はり接合部の梁主筋を折り曲げ定着せず、コンクリートの支圧抵抗力に期待した定着板を用いることによって鉄筋に作用する引張応力を接合部へ伝達する。柱せいの3/4倍以上かつ鉄筋径の12倍以上の定着長を確保して機械式定着とすることで、折り曲げ定着よりも接合部内の配筋を簡素化でき、太径異形鉄筋が用いられる中高層建物では効果が大きい。

一方、ト形接合部の形状に関しては、手すりを兼ねた逆梁工法の採用や基礎梁、大スパン梁など、梁せいが柱せいよりも2倍以上となるもの、あるいは大きな窓を設ける位置の扁平梁や掘削土量を低減する扁平基礎梁など、梁せいが柱せいの半分程度となる例もあり、このような接合部の耐震性能については不明確な部分が多い。

ト形接合部に関する実験では、機械式定着工法を用いることで接合部横補強筋が早期に降伏し、柱主筋が梁主筋位置で降伏して最大強度となり、図-1に示すような定着部近傍のひび割れが観察された<sup>1)</sup>。また、図-2に示すような横に長い接合部や縦に長い接合部では、コンクリート強度と接合部の有効面積によって算出する靱性指針<sup>2),3)</sup>の設計式(1)では、終局強度を過大評価したり過小評価したりする可能性があることが、限られた試験体ではあるものの、実験結果によって明らかとなった。

図-3は、ト形接合部実験から得られた最大強度時の接合部せん断力  $V_j$  を、式(1)に示した  $F_j \cdot b_j \cdot D_j$  によって基準化し、定着長  $L_d$  と梁主筋中心間距離  $j_b$  の比 ( $j_b/L_d$ ) によって示した。

式(1)は柱せいと梁せいがほぼ等しい接合部を想定し

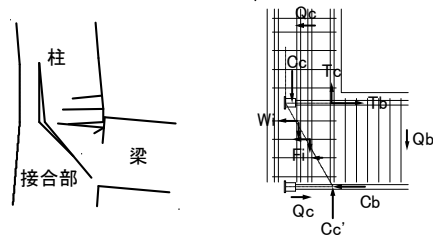


図-1 ト形接合部の損傷状況と機械式定着

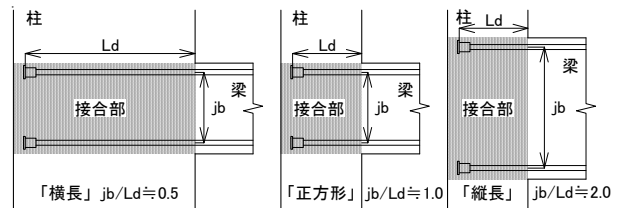


図-2 定着長と梁主筋中心間距離の比 ( $j_b/L_d$ )

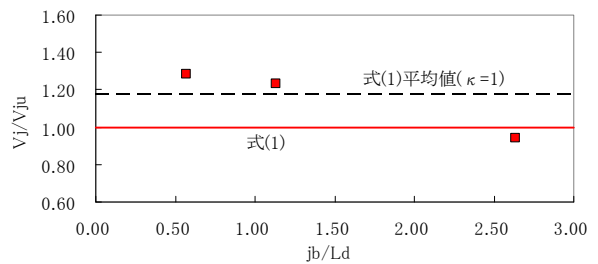


図-3 接合部形状による実験結果と終局式(1)

ているため、長方形となる接合部の最大強度は計算値と乖離する傾向が見られ、 $j_b/L_d$  の比が小さい横長の接合部では過小評価し、比が大きい縦長の接合部では過大評価する右下がりの傾向が見られた。

\*1 東北大学大学院工学研究科 都市・建築学専攻

助手 修士(工学) (正会員)

\*2 東北大学大学院工学研究科 都市・建築学専攻

大学院生 (正会員)

\*3 東北大学大学院工学研究科 都市・建築学専攻

准教授 博士(工学) (正会員)

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

ここで、

$\kappa$  : 形状により 0.7 (ト形), 1.0 (十字形)

$\phi$  : 直交梁の有無により 1.0 (両側), 0.85 (その他)

$F_j$  : コンクリート強度により  $0.8 \cdot \sigma_B^{0.7}$

$b_j$  : 有効幅  $b+b_{a1}+b_{a2}$ ,  $b$  梁幅,  $b_{ai}$  は柱せいの 1/4 と片側の柱面・梁面の差の 1/2 の小さい方

$D_j$  : 接合部有効せいで定着板から柱面までの距離  $L_d$

このような背景から本研究では、機械式定着工法を用いた RC 造ト形接合部について、破壊性状を考慮した曲げ抵抗機構と接合部形状を考慮したストラット機構について考察する。想定する各機構に対して終局強度を算定し、接合部の形状・寸法や定着長、横補強比が接合部終局強度に与える影響について検討する。

## 2. 解析対象と基本仮定

### 2.1 ト形接合部の応力状態

解析の対象とするト形接合部の曲げモーメント図を図-4 に示す。また、各部の寸法および応力記号について図-5 に示す。対象とするト形部分架構は、梁の上端が引張となり、柱軸力が増大する時の応力状態を想定する。下柱の柱軸力は梁せん断力だけ上柱よりも大きい。

### 2.2 解析の範囲

本研究では、定着長  $L_d$  と梁主筋中心間距離  $j_b$  の比 ( $j_b/L_d$ ) が 0.5~2.5 程度、コンクリート強度は  $F_{c21} \sim 60 \text{N/mm}^2$ 、横補強筋の強度は  $295 \sim 785 \text{N/mm}^2$  の範囲を想定し、基準モデルとしては、実験に用いた接合部として表-1 に示す。階高  $H=4400 \text{mm}$ 、梁スパン  $L=7600 \text{mm}$  の縮尺 1/2 を想定し、階高および梁スパンの中央にそれぞれ反曲点を仮定した。

表1 基準接合部

| $J_b/L_d$            | 1.13             | 形状 |
|----------------------|------------------|----|
| 柱B×D(mm)             | 400×400          |    |
| 梁B×D(mm)             | 350×450          |    |
| 梁 $j_b$ (mm)         | 340              |    |
| 柱全主筋 (SD490)         | 12-D22           |    |
| 主筋比 $p_g$ (%)        | 2.90             |    |
| 柱帯筋 (SPR785)         | 4-D10@100        |    |
| 帯筋比 $p_w$ (%)        | 0.71             |    |
| 梁引張主筋 (SD980)        | 4-D25            |    |
| 引張鉄筋比 $p_t$ (%)      | 1.47             |    |
| 定着長 $L_d$ (mm)       | 300 (3/4 $D_c$ ) |    |
| 梁あばら筋 (SPR785)       | 2-D10@60         |    |
| あばら筋比 $p_w$ (%)      | 0.68             |    |
| 接合部補強筋 (SD295)       | 2-D10 (3 set)    |    |
| 接合部補強筋比 $p_{jw}$ (%) | 0.32             |    |

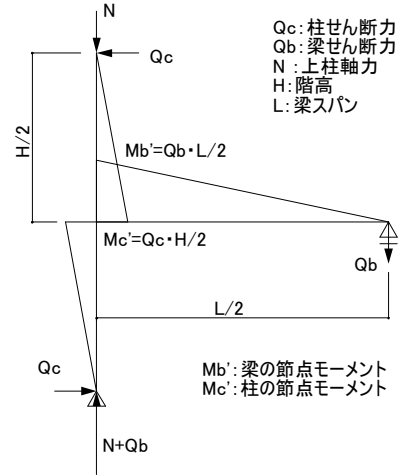


図-4 ト形部分架構の曲げモーメント

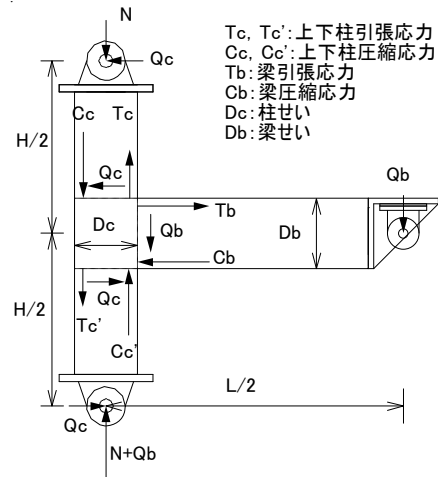


図-5 ト形接合部の記号と応力

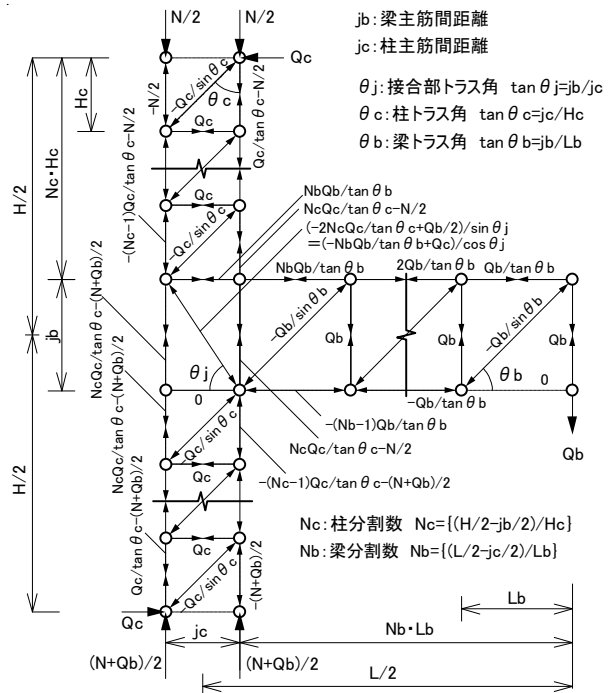


図-6 トラスに生じるト形部分架構応力

### 2.3 接合部入力せん断力

地震時に柱や梁に生じる軸力や曲げモーメント、せん断力がト形部分架構において伝達される機構について、せん断力を負担する部材を斜め圧縮トラスとして簡略化したトラスモデルを図-6に示す。

この時、接合部の水平せん断力  $V_j$  は式(2)、接合部トラスの圧縮力  $V_d$  は式(3)によって表される。

$$V_j = T_b - Q_c \quad (2)$$

$$= N_b \cdot Q_b / \tan \theta_b - Q_c$$

$$= 2 \cdot N_c \cdot Q_c \cdot H_c / j_b - Q_b \cdot j_c / (2 \cdot j_b)$$

$$V_d = V_j / \cos \theta_j \quad (3)$$

ここで、各記号は図-6による。

式(1)の  $V_{ju}$  が水平せん断力  $V_j$  に等しいとき、接合部トラスの圧縮力  $V_d$  は図-7のように分布する。 $j_b/j_c (=1)$  は正方形接合部を表し、この時の  $V_d/V_{ju} (=1.4)$  を基準とすると、 $j_b/j_c$  が3倍程度に大きい縦長接合部では、正方形の2倍の  $V_d$  を負担する必要がある。これはトラス面積と圧縮強度を一定と仮定した場合の強度である。

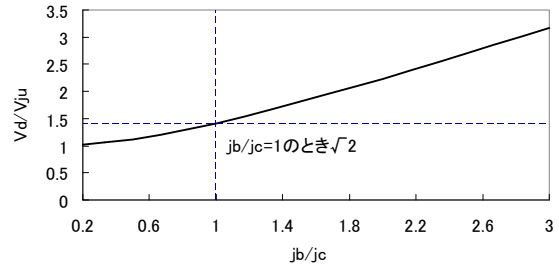


図-7 接合部形状と接合部斜め圧縮力

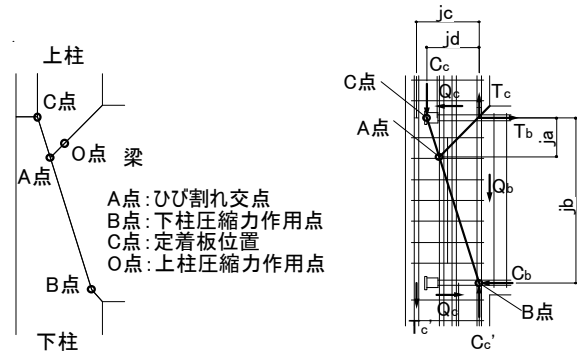


図-8 曲げ抵抗機構の破壊想定面

### 3. 想定破壊機構と釣り合い式

本節では、ト形接合部の破壊機構を想定し、応力釣り合い式を誘導する。機械式定着を用いた接合部では、定着板に生じる応力をコンクリートの支圧応力で伝達する。その応力は、コンクリート内に伝わり、定着耐力が相対的に弱い場合はコーン破壊<sup>3)</sup>や側面剥離破壊<sup>3)</sup>を引き起こす。定着耐力が相対的に強い場合は、柱や梁・接合部の部材の破壊が起こる。

本研究では、定着破壊は起こさず、接合部が破壊する機構を対象とする。

#### 3.1 曲げ抵抗機構

想定する曲げ抵抗機構については、文献<sup>4)</sup>を参考にし、図-8に示す破壊面を想定する。定着部C点を基点としてB点へ向かう斜めひび割れと柱梁の引張主筋位置からA点へ向かう斜めひび割れ面に曲げ破壊面を仮定し、上柱のせん断力と下柱のせん断力を算定する。

実際の架構では柱頭と柱脚、あるいは梁が降伏した時点での柱のせん断力が降伏層せん断力となるが、本研究では柱・梁反曲点位置を階高中央・スパン中央にピンとして想定したことから、上柱・下柱・梁端のうち、いずれか小さい強度によって層せん断力が決まる。

この曲げ抵抗機構が実現と合っていることを確認するために、ト形架構実験で得られた代表的な鉄筋の歪分布を示す。歪計測位置は図-9に示す通りとし、梁主筋の歪は柱面を基準として図-10に、柱主筋の歪は接合部中央を基準として図-11に、接合部横補強筋の歪も接

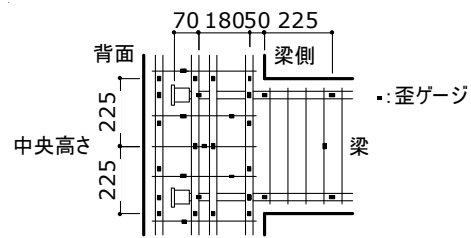


図-9 歪ゲージ位置

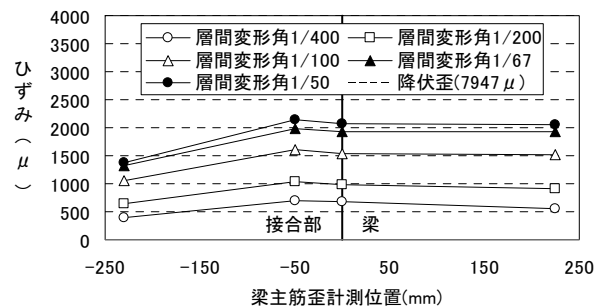


図-10 最大強度時(1/50rad.)までの梁主筋歪(SD980)

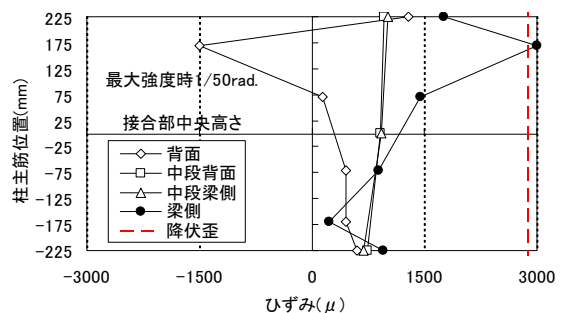


図-11 最大強度時(1/50rad.)の柱主筋歪(SD490)

合部中央を基準として図-12に示す。梁主筋は高強度主筋を用いたため降伏しないが2100 $\mu$ 程度であり、梁側の柱主筋は梁主筋との交差部のみ降伏して3000 $\mu$ 程度である。また背面側柱主筋は降伏していない。柱中段筋も降伏していない。図-12は接合部横補強筋の歪であり、1/100で降伏している。接合部形状が異なる試験体でも同様の傾向が見られた。

図-1に示したひび割れ状況と鉄筋の歪から、図-13に示す曲げ抵抗機構を想定した解析の仮定条件を示す。

- 仮定 1. 曲げ抵抗機構を形成する面は平面を保持する。
- 仮定 2. 圧縮基点を中心に回転し、圧縮破壊しない。
- 仮定 3. 接合部横補強筋は重心位置に配置する。
- 仮定 4. 柱中段筋は重心位置に配置する。
- 仮定 5. 接合部横補強筋は降伏している。
- 仮定 6. 柱または梁の引張主筋は降伏している。

図-13にはト形架構全体の応力状態と、上柱の応力釣合い、下柱の応力釣合い、梁の応力釣合いを示す。上柱の圧縮合力作用点O点についての曲げモーメントの釣り合いから耐力式(4)を示し、下柱のB点に対する曲げモーメントの釣り合いから耐力式(5)を示す。また柱梁主筋の歪度は破壊面を45°と仮定していることから式(6)となり、横補強筋と柱中段筋の歪度はC点とB点を結ぶひび割れ角度と仮定1.から式(7)となる。

$$Q_c(H/2 - j_b/2 + j_a) + N(j_c/2 - j_u) = T_c j_u + T_b j_u \quad (4)$$

$$Q_c(H/2 - j_b/2) - (N + Q_b)j_c/2 = W_a(j_b - j_a/2) + W_b(j_b - j_a)/2 + F j_c/2 \quad (5)$$

$$\epsilon_b = \epsilon_c \quad (6)$$

$$\epsilon_w = \epsilon_F \cdot j_b/j_d \quad (7)$$

ここで、 $j_a$ ,  $j_b$ ,  $j_c$ ,  $j_d$ は図-8および下記による。

- $j_a$ : 梁主筋からA点までの鉛直距離
- $j_c, j_b$ : 柱および梁の応力中心間距離
- $j_d$ : 定着板から柱引張主筋までの距離
- $j_u$ : 柱梁主筋交差部からO点までの鉛直距離
- $T_c, \epsilon_c$ : 柱主筋引張応力と歪度
- $T_b, \epsilon_b$ : 梁主筋引張応力と歪度
- $F, \epsilon_F$ : 柱中段筋応力と歪度
- $W, \epsilon_w$ : 横補強筋応力と歪度
- $W_a: j_a$ 部分の横補強筋応力(= $W \cdot j_a/j_b$ )
- $W_b: (j_b - j_a)$ 部分の横補強筋応力(= $W \cdot (j_b - j_a)/j_b$ )

図-14は、基準接合部について、柱せいと梁せいのみ変化させ、接合部曲げ強度時の柱せん断力 $cQ_{vmu}$ を式(1)のせん断終局強度 $V_{ju}$ 時の柱せん断力 $cQ_{vju}$ によって基準化

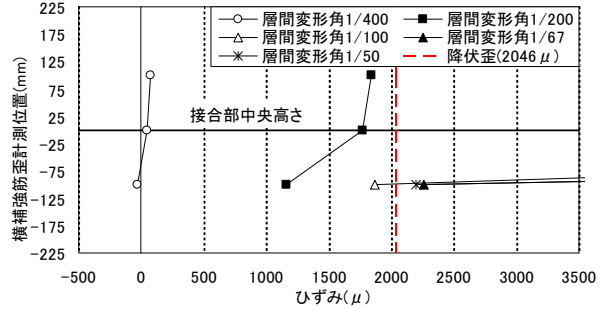


図-12 最大強度時までの接合部横補強筋歪(SD295)

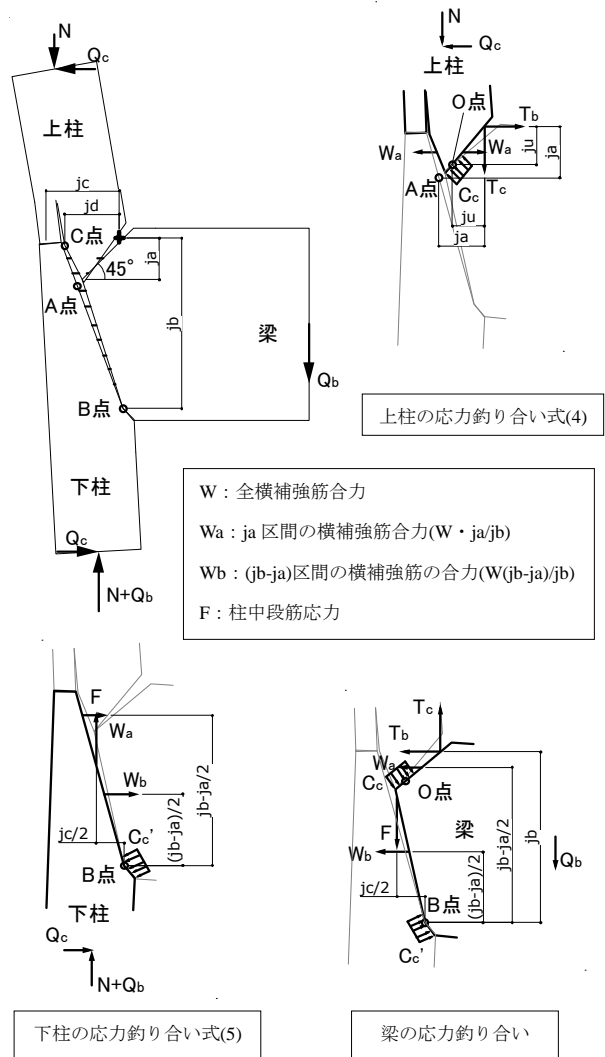


図-13 曲げ抵抗機構と柱・梁の応力釣り合い

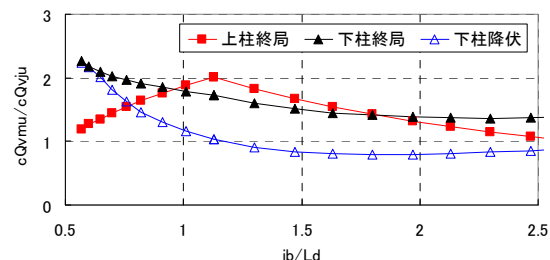


図-14 接合部形状と曲げ終局強度

して  $j_b/L_d$  の比によって示した。定着長  $L_d$  は柱せい  $D_c$  の  $3/4$  と仮定した。式(4)による上柱終局強度は、柱主筋が降伏して耐力が最大となる強度とした。下柱については、式(5)によって接合部横補強筋か柱中段筋のいずれかが降伏した時点を下柱降伏強度とし、両鉄筋ともに降伏して耐力が上昇しない時点を下柱の終局強度時とした。

$j_b/L_d$  の比が大きくなり、縦長接合部となることで、接合部の曲げ強度は、式(1)によるせん断終局強度に対して右下がりの傾向を示した。特に下柱の接合部曲げ降伏時の強度は、0.3%の横補強量では1未満となる。

横長接合部の上柱の接合部曲げ終局強度が下がる傾向にあるのは、柱主筋量を一定とした解析条件によるものであり、問題とはならない。

図-15には柱せいと梁せい各200~1000mmの組み合わせ対して、横補強筋量  $p_{jw}$  を0.3%で一定とし、また柱主筋量も一定とした条件下での上柱の接合部曲げ終局強度を上柱曲げ終局強度で基準化して示した。横長接合部になるほど  $j_u$  と  $j_c$  の比が小さくなるため、柱の曲げに対する接合部の曲げ終局強度は減少傾向にある。

図-16には横補強筋か柱中段筋のいずれかが降伏する時点と仮定した下柱の降伏強度について、設計式(1)による柱せん断力  $cQ_{vju}$  で接合部曲げ降伏時の柱せん断力  $cQ_{vmu}$  を基準化して示した。柱せい400mmで、梁せいが600~900mmの縦長接合部では傾きが大きく、 $p_{jw}$  の影響が見られる。また既往のせん断終局強度式(1)による値を下回る可能性もある。

図-17には横補強筋と柱中段筋の両方が降伏すると仮定した下柱の終局強度について示した。耐力は降伏強度と比較して1.5倍程度高くなる一方、縦長接合部では  $p_{jw}$  の影響が顕著に見られるため、柱中段筋との組合せによって現行設計式(1)から危険側となる可能性もある。

図-18には横補強筋量を0.3%に一定とし、スパン・階高・主筋量を基準接合部に統一し、柱せいと梁せいをパラメータとして解析した。柱せいを200~1000mmまで変化させ、各柱せいに対して梁せいを200~1000mmまで変化させた。いずれの形状でも  $j_b/L_d$  が1未満の横長接合部では曲げ機構で決まる終局強度が高く、1以上の縦長接合部では、曲げ機構で決まる終局強度が低くなる。また柱断面が大きいほどその傾向が顕著に現れる。これは、今回示した解析では基準接合部に合わせて柱梁の主筋量を一定としているためである。しかし、最小横補強筋量を0.3%と規定している現行指針では接合部曲げ強度が不足することも考えられ、更に詳細な検討が必要である。全体の傾向としては、横長接合部の場合は0.3%の横補強筋量でも  $cQ_{vmu}/cQ_{vju}$  は1を超え、コンクリート強度で終局強度が決まる可能性が高い。

本解析は、基準接合部から柱・梁のせいのみをパラメ

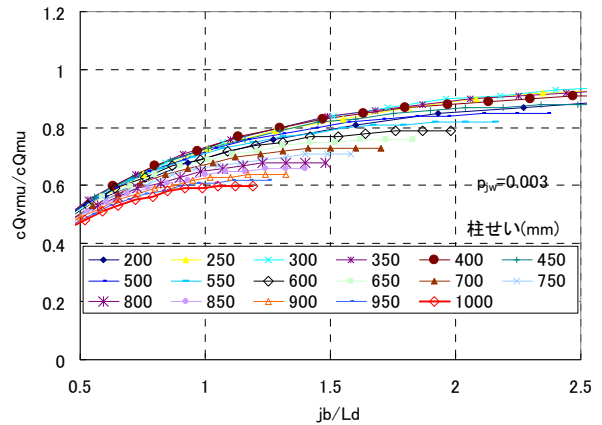


図-15 柱曲げに対する接合部曲げ終局強度

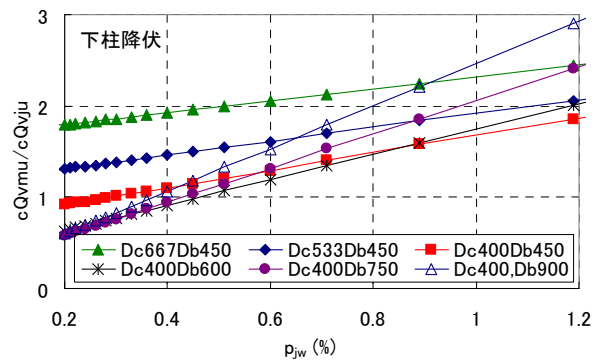


図-16 接合部横補強筋量と下柱降伏強度

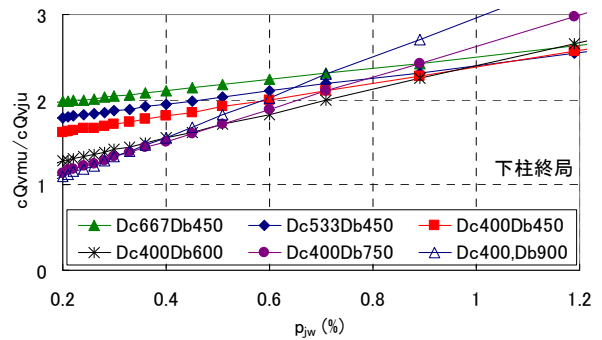


図-17 接合部横補強筋量と下柱終局強度

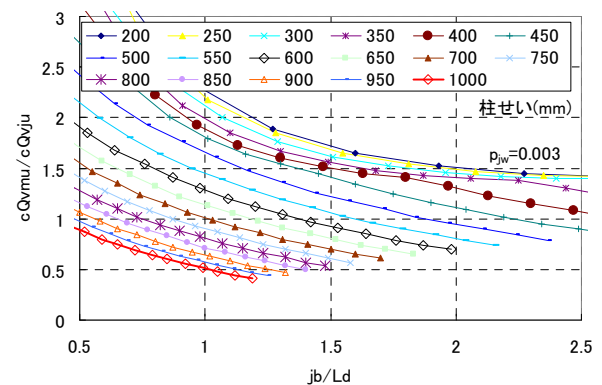


図-18 接合部形状と終局強度( $p_{jw}$ 0.3%)

ータとしたことから、横補強筋強度や周辺部材の終局強度によっては必ずしも全ての長方形接合部に適用できるものではない。しかし、実験と比較し、解析精度が向上するモデルに修正していくことで、その影響を明確に示せるものと考えられる。

### 3.2 ストラット機構

接合部のコンクリートが破壊するせん断抵抗機構として、図-19に示すストラット機構<sup>5)</sup>を仮定する。圧縮ストラット幅は、柱のコンクリートが弾性範囲にあるとして柱断面の曲げ解析から得られた中立軸までの幅を圧縮ストラットの水平幅とした。

柱の圧縮力  $C_c$  と接合部に作用する水平せん断力  $V_j$  から、ストラット作用に寄与する圧縮力  $C_a$  と水平せん断力  $V_a$  を式(8)により圧縮ストラット角度から定め、式(9)に示すストラット面積から式(10)に示すコンクリート圧縮応力度を算出する。終局状態はコンクリートが圧縮強度に達する時点とする。

$$V_a \cdot j_b = C_a(D_c - 2 \cdot a) \quad (8)$$

$$A \cdot \sin \theta = B_c \cdot 2 \cdot a \cdot C_a / (V_a^2 + C_a^2)^{0.5} \quad (9)$$

$$\sigma_a = (V_a^2 + C_a^2) / \{C_a \cdot B_c \cdot 2 \cdot a\} \quad (10)$$

ここで、

$C_a$ : ストラット機構に作用する鉛直力

$V_a$ : ストラット機構に作用する水平せん断力

$A, B_c$ : ストラット面積, 柱幅

$a$ : 圧縮ストラット水平幅の 1/2

$j_b/L_d$  と、ストラット機構および有効水平面積によって決まる終局強度を図-20に示す。柱幅が大きくなるとストラット水平幅と図-7に示したストラット角度の影響によって終局強度は上昇するが、現行設計式(1)よりも勾配は緩やかである。柱せいを一定として梁せいを大きくした  $j_b/L_d$  が 1 より大きい領域では、ストラットによる終局せん断力は低下する。実験では図-3に示したとおり、横長接合部では強度上昇が式(1)よりも大きく、縦長では強度低下があると考えられ、ストラット機構では縦長の挙動が説明できる可能性がある。今後はコンクリートの有効圧縮強度やストラット幅についても検討を進める。

### 4. まとめ

$j_b/L_d$  の比をパラメータとして、接合部曲げ抵抗機構とストラット機構から算出した終局強度が、式(1)に対してどのように変化するかを検討し、以下の結論を得た。

- (1) 本解析範囲では、曲げ抵抗機構によって終局強度が決まるのは、 $j_b/L_d$  の比が大きい縦長接合部である。
- (2) 接合部横補強筋の効果が大きいのは、 $j_b/L_d$  の比が大きく曲げ抵抗機構が卓越する接合部である。

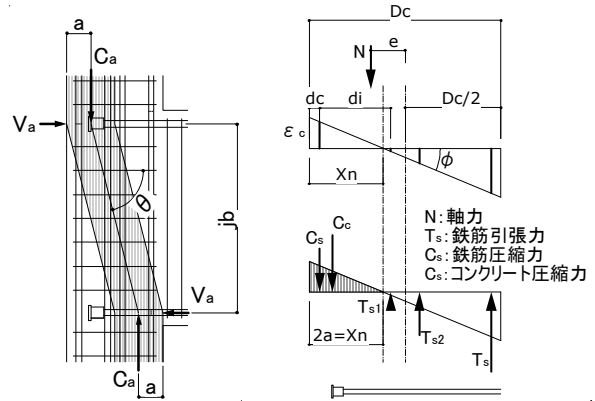


図-19 ストラット機構

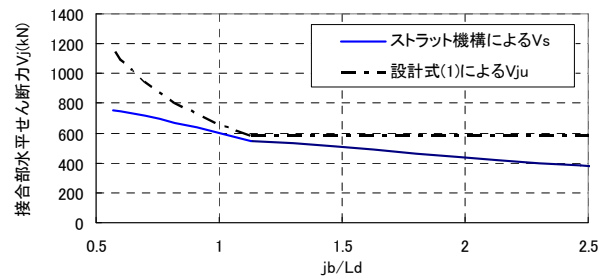


図-20 ストラット機構とせん断終局強度式(1)

- (3) 反対に横長接合部では、コンクリート破壊によって終局強度が決定する可能性が高いことが分かった。
- (4) 以上から、解析精度を上げ、曲げ抵抗機構とストラット機構を考慮することで、 $j_b/L_d$  の比が変化する接合部の終局強度を推定できる可能性を示した。
- (5) 本解析では、基準接合部からパラメータ解析を実施したが、主筋量を一定としたことで柱や梁の曲げ強度が変動した。今後は柱梁の曲げ強度との関係で、合理的に接合部終局強度を算定できる解析モデルについて検討する。

### 参考文献

- 1) 三浦耕太, 趙敏洙, 佐川隆之, 迫田志志, 前田匡樹: 梁主筋に機械式定着工法を用いたT形接合部に関する実験的研究, 日本地震工学会大会梗概集, pp18-19, 2009.11
- 2) 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
- 3) 東京鐵鋼株式会社: プレートナット工法, (財)日本建築センター一般評定 BCI 評定 RC0152-03, 2008.6
- 4) 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部: 見逃された破壊機構, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第631号, pp1641-1648, 2008.9
- 5) 藤井栄, 森田司郎: 鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構, 日本建築学会構造系論文集, 第398号, pp61-71, 1989.4
- 6) 田中 信也, 小林宗悟, 林静雄, 上村智彦: 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp433-pp438, 2004