

論文 鉄筋コンクリート柱梁L字形接合部せん断強度に及ぼす主筋配筋の影響に関する実験的研究

堀田 久人*1・西澤 直仁*2

要旨: RC 柱梁 L 字形接合部のせん断強度は、十字形の 40% に低減されている。本研究は L 字形接合部の閉じる方向を対象に、接合部強度に及ぼす配筋の影響を解明することを目的とする。試験体は柱・梁主筋を通し筋としたものと、接合部パネル内で個別に定着させた 2 種類とし、実験変数として梁主筋折曲げ内径を設定した。試験結果から主筋の個別定着と折曲げ内径による支圧が強度低減の主因であり、通し筋では十分な折曲げ内径をとることで、強度低減が大幅に改善されることを示した。また個別定着においても適切な折曲げ内径をとることで、低減が緩和される可能性を論じている。

キーワード: 柱梁 L 字形接合部, 折り曲げ定着, せん断強度, 支圧強度

1. はじめに

現行の鉄筋コンクリート柱梁接合部の終局せん断強度は、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説」¹⁾(以下靱性保証型指針)に基づき、接合部の形状ごとに設定された平均せん断応力度の上限値に有効断面積を乗じて求められ、L 字形接合部では一律に十字形接合部の 40% の強度に低減されている。しかし

柱梁接合部の応力伝達は接合部パネル内の配筋によって大きく変化し、特に上部からの軸力のない最上階の L 字形接合部ではその影響が顕著だと考えられる。そこで本研究は柱梁接合部強度に及ぼす接合部パネル内の配筋の影響を解明することを目的とし、配筋方法を実験変数とした鉄筋コンクリート柱梁 L 字形接合部試験体を作製し、接合部入隅部を閉じる方向の載荷試験を行った。

表-1 試験体諸元および最大強度実験結果

| 試験体 | 柱梁部材 | | | 接合部 | | 破壊形式 | せん断耐力[kN] | | | |
|----------------------|----------------------|------------------|-------------------------|--------------------------|------|-----------------------|------------------|----------------|---------------|------|
| | 断面 b×D [mm×mm] | 引張 主筋 (pt) | 横補強筋 (pw) | 梁筋定着 90°折曲げ 半径[mm] | 柱筋定着 | | 実験 値 Vjexp | 計算 値 Vjs | Vjexp /Vjs | |
| LA シリーズ (通し鉄筋) | LA -50-20 | 50×200 | 2-D10 (1.43%) | 3φ@30 (0.943%) | 20 | / | 支圧 破壊 | 48.2 | 39.0 | 1.24 |
| | LA -50-80 | | | | 80 | | 部材 降伏 | 65.2 | 39.0 | 1.67 |
| | LA -80-20 | 80×200 | 2-D10 (0.892%) | 3φ@30 (0.589%) | 20 | | 支圧 破壊 | 64.3 | 54.4 | 1.18 |
| | LA -80-26 | | | | 26 | | 部材 降伏 | 65.2 | 50.1 | 1.30 |
| | LA -80-80 | | | | 80 | | 部材 降伏 | 65.2 | 54.4 | 1.20 |
| LB シリーズ (個別定着) | LB -26 | 柱: 100×200 | 柱: 3-D10 (1.07%) | 柱: 3φ@30 (0.471%) | 26 | 180°フック | 支圧 +圧壊 | 50.0 | 47.2 | 1.06 |
| | LB -80 | 梁: 80×200 | 梁: 2-D10 (0.892%) | 梁: 3φ@30 (0.589%) | 80 | 180°フック | 定着 破壊 | 54.3 | 47.2 | 1.15 |
| | LB -26C | | | | 26 | 180°フック 90°フック(中央) | 支圧 +圧壊 | 61.2 | 47.2 | 1.30 |

$$V_{js} = \kappa \times 0.85 \times 0.8 \times F_c^{0.7} \times b_j \times l_{dh}$$

κ:0.4, F_c:コンクリート圧縮強度[N/mm²], b_j:接合部有効幅[mm] LA-50(50mm) LA-80(80mm) LB-(90mm),

l_{dh}:梁主筋定着部の 90° 折曲げ水平投影長さ[mm] LA-(191.5mm) LB-(160.5mm)

*1 東京工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻准教授 工博 (正会員)

*2 東京工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻

LA シリーズ(通し筋・柱梁同断面)

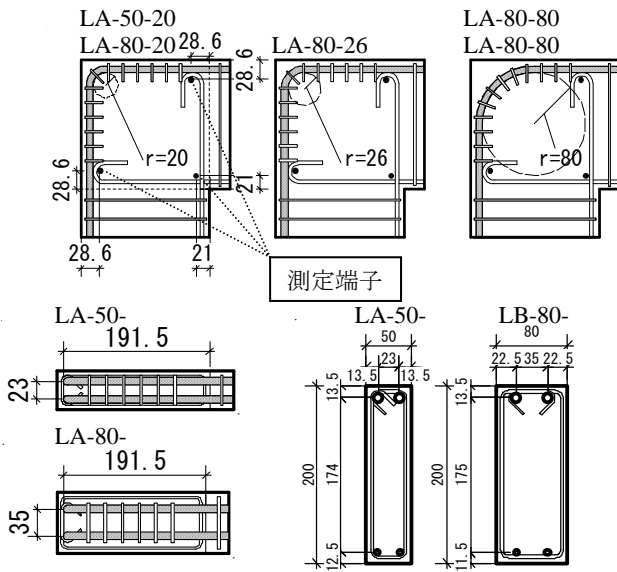


図-1 試験体配筋詳細

LB シリーズ (個別定着・柱梁別断面)

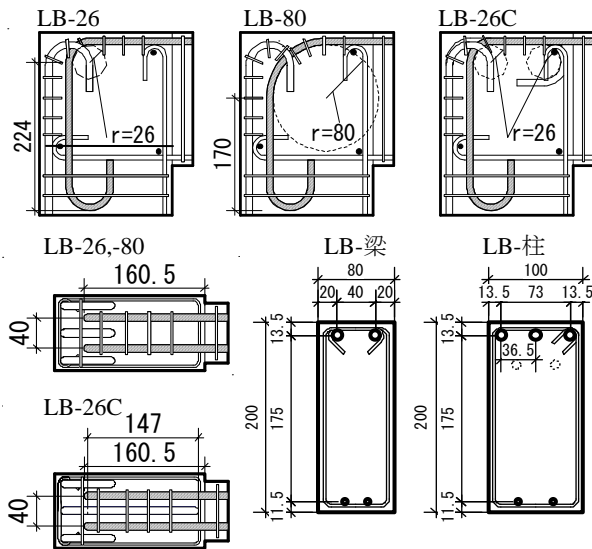


図-1 試験体配筋詳細

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体諸元を、図-1 に試験体配筋詳細を示す。試験体は接合部パネル内の主筋定着方法により大きく 2 種類に分けられる。1 つは柱梁引張主筋を通し筋とし、接合部パネル内で 90° 折り曲げた「LA シリーズ」、もう 1 つは柱梁引張主筋をそれぞれ接合部パネル内に個別で定着した「LB シリーズ」である。「LA シリーズ」は、柱・梁断面を同一断面とし、引張主筋 2-D10 を圧縮筋 2-D6 とともにエンドプレートに溶接している。柱梁横補強筋 3φ は 30mm 間隔に配し、接合部パネル内には中止筋 3φ を 30mm 間隔で配している。実験変数として主筋 90° 折り曲げ内径と試験体幅を設定した。「LB シリーズ」は柱断面を 100×200 (b×D) mm×mm、梁断面を 80×200

表-2 材料特性

コンクリート

| 試験体 | 圧縮強度 [N/mm ²] | 割裂強度 [N/mm ²] | ヤング係数 × 10 ⁴ [N/mm ²] |
|----------------------------|------------------------------|------------------------------|---|
| LA-50-20、80 LA-80-20、80 | 39.3 | 2.97 | 2.99 |
| LA-80-26 LB-26、80、26C | 34.9 | 2.68 | 3.05 |

鉄筋

| 使用鉄筋 | 降伏応力 [N/mm ²] | 引張応力 [N/mm ²] | ヤング係数 × 10 ⁵ [N/mm ²] |
|------|------------------------------|------------------------------|---|
| D10 | 457 | 633 | 1.83 |
| D6 | 381* | 537 | 1.86 |
| 3φ | 541* | 627 | 1.89 |

*:0.2%耐力より算出

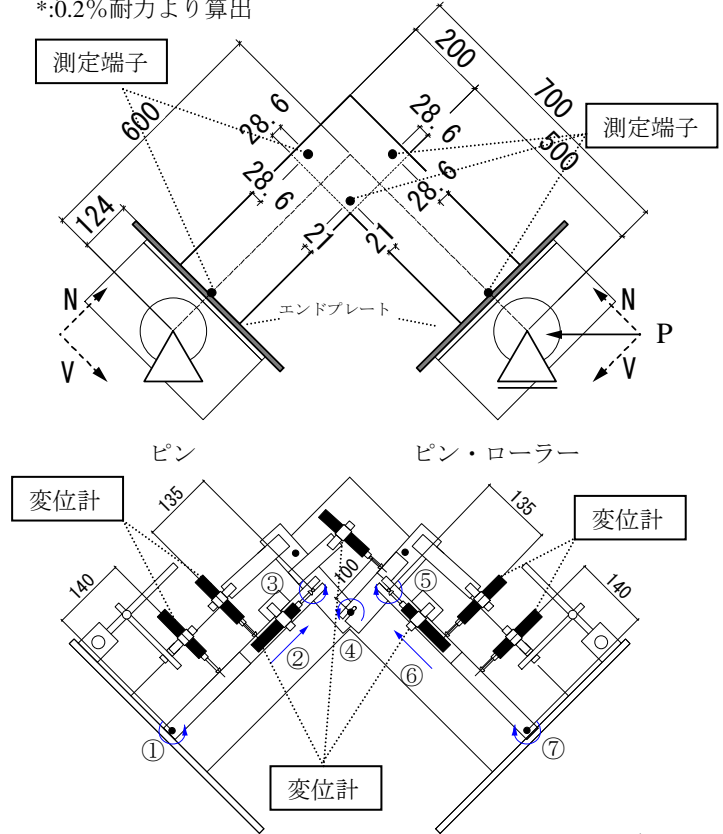


図-2 載荷模式図・変位測定装置

(b×D) mm×mm とし、柱引張主筋 3-D10 をパネル内に 180° フック定着、梁引張主筋 2-D10 をパネル内で 90° 折り曲げ、端部を柱部材中で 180° フックとした。圧縮筋、柱梁横補強筋、中止筋は LA シリーズと同様である。実験変数として梁主筋 90° 折り曲げ内径と柱主筋定着方法を設定し、基本試験体 LB-26 に対して、梁引張筋の 90° 折り曲げ内径を変化させた LB-80 と柱引張主筋の中央の鉄筋のみを接合部パネル内で 90° 折り曲げ、梁危険断面手前で 180° フックとした LB-26C を作製した。試験体は全て接合部パネル内に横補強筋を入れていない。

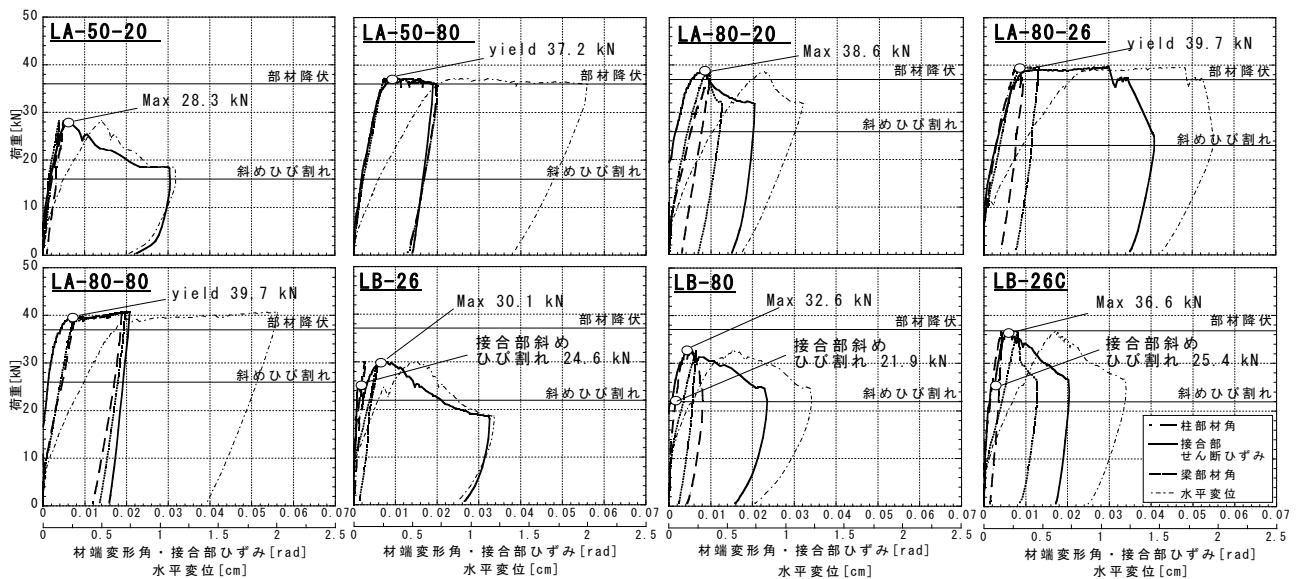


図-3 荷重-柱梁部材角、接合部せん断ひずみ、水平変位関係

表-1には実験結果も併せて示している。接合部せん断耐力は梁部材危険断面における主筋引張力であり、実験値は各試験体の最大耐力時または部材降伏時の部材危険断面での軸力・曲げモーメントより断面解析によって算出した。また計算値は靱性保証型指針による終局接合部せん断強度式により算定した。

表-2に試験体に使用した材料の特性を示す。降伏応力はD10では降伏点、D6,3φは0.2%耐力より算出した。またD10は熱処理によって通常より強度を高めたものを使用した。

2.2 載荷方法及び変位測定

図-2に加力模式図・変位測定装置を示す。試験体の両側をそれぞれピン支持、ピン・ローラー支持とし、山形に配置した試験体にオイルジャッキを用いて、接合部の入隅部分を閉じる方向に水平力を加える。試験体には測定端子を接合部パネル内に3か所、柱・梁エンドプレート位置にそれぞれ1か所設置し、変位測定装置はこれら測定端子に全てピン固定し、試験体の両面に設置した。これにより試験体の変形を柱梁エンドプレート部の材端回転角(①, ⑦)、軸変形(②, ⑥)、危険断面位置の材端回転角(③, ⑤)、接合部パネルせん断ひずみ(④)に分解して計測する。接合部パネル内の端子は危険断面よりもパネル内側にあるため、接合部パネル内の変形であっても端子よりも部材側の変形は柱梁部材の変形として計測される。

3. 実験結果

3.1 履歴性状

図-3に各試験体の作用荷重と柱梁部材角、接合部せん断ひずみ関係を示す。柱梁部材角は部材危険断面中央と支持点を結ぶ材軸に対する変形角だが、エンドプレート

位置の測定端子と支持点がずれているため直接計測することができない。そこで測定端子と支持点の間にある載荷ブロックを剛体とみなし、柱梁部材角は計測されたエンドプレート位置の材端回転角と危険断面での材端回転角より算出した。また作用荷重と試験体のピン・ローラー支持の水平変位関係も併せて示す。横軸に平行な実線は梁部材危険断面での主筋降伏荷重計算値と接合部初期斜めひび割れ発生荷重計算値を示す。降伏荷重計算値は材料特性から求まる梁主筋降伏引張力から断面解析によって算出した試験体作用荷重であり、ひび割れ荷重計算値は靱性保証型指針の強度式から求まる初期斜めせん断ひび割れ発生時の接合部せん断力 V_{cr} (式(1))から断面解析によって算出した作用荷重である。

$$V_{cr} = T_{cr} = \tau_{cr} \cdot b \cdot j \cdot l \cdot dh \quad (1)$$

T_{cr} : ひび割れ発生時梁主筋引張力,

τ_{cr} : ひび割れ時のせん断応力度 ($= \sqrt{\sigma_0 \cdot f_t + f_t^2}$)

σ_0 : 柱軸応力度(=0), f_t : コンクリート引張強度

図よりLA-50-80, LA-80-26, LA-80-80は部材降伏が発生していることが分かる。降伏した試験体はピン・ローラー支持水平変形2.0cmまで荷重を進めた。LA-50-80, LA-80-80は変形が進んでも耐力を維持し続けたが、LA-80-26は全体変形1.7cm付近で耐力低下が起きた。この時LA-80-26は他2体の試験体に比べ、接合部せん断ひずみが大きく進行しており、全体変形量に対する接合部パネルの変形の割合が大きいことが分かる。LA-50-20では降伏荷重計算値前に耐力低下が発生し、LA-80-20では降伏荷重計算値を越えたが、その後耐力低下が発生した。最大耐力後は、接合部せん断ひずみが大きく進行し、その他の部材は変形がほとんど進展せずに、ゆるやかに耐力が減少していることが分かる。LB-26, LB-80, LB-26Cは初期斜めひび割れ発生荷重計算値付近で音とともに接

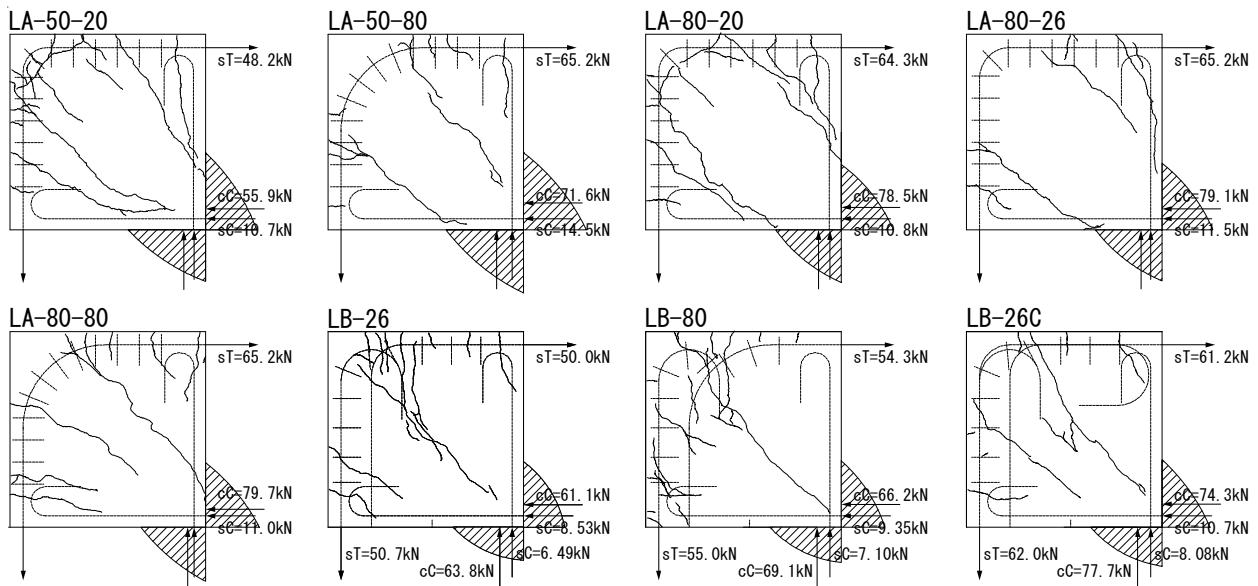


図-4 最大耐力または部材降伏時のひび割れ状況と応力状態

合部上部の引張主筋交差付近から接合部入隅方向にひび割れが発生し、剛性低下が起きた。その後降伏荷重計算値前に最大耐力に達し、接合部せん断ひずみが大きく進行した。

LA シリーズでは折曲げ内径が大きいほど最大耐力が上昇し、接合部変形が抑えられている。また初期斜めひび割れが発生していない。LB シリーズでは LB-26C, LB-80, LB-26 の順に最大耐力が大きくなっている。

各試験体実験結果と断面解析による計算値を比較すると、最大荷重が鉄筋降伏荷重計算値を超過しているが、部材降伏していない試験体や降伏していても計算値よりも大きな値で部材降伏が発生した試験体があった。これは載荷装置駆動部での摩擦などによりロードセルの値と実際の入力荷重にずれが生じたためと考えられる。そこで断面解析との整合を図るため、全ての試験体について既往研究²⁾と同様に実験値に0.92を乗じて低減した耐力を試験体耐力として以降の実験結果及び考察において用いることにした。

3.2 破壊性状と応力解析

図-4 に各試験体の最大耐力または部材降伏時のひび割れ状況と断面解析による部材危険断面での応力状態を示す。

部材降伏した LA-50-80, LA-80-26, LA-80-80 は通し筋折曲げ付近や接合部中央付近にひび割れが発生していない。これに対し部材降伏前に耐力低下した LA-50-20, LA-80-20 は最大耐力時に通し筋折曲げ付近にひび割れが発生し、パネル上部のコンクリートが剥落し始めた。また LB シリーズでは初期斜めひび割れ時に接合部中央の梁主筋折曲げ部付近から接合部入隅方向にひび割れが発生しており、最大耐力時には LB-80 では梁主筋 180°

フックの外側のひびが進行し、柱主筋との重ね継手部分にひび割れの集中が見られた。LB-26, LB-26C は、接合部パネル中央付近に圧壊のようなひび割れが発生し、柱梁主筋交差付近でひび割れの集中が見られた。これらの破壊性状から LA-50-20, LA-80-20 は通し筋折曲げ部での支圧破壊、LB-80 は梁主筋の引き抜きによる定着破壊、そして LB-26, LB-26C は接合部圧縮ストラットでの破壊と柱梁主筋交差付近での支圧破壊が考えられる。表-1 におけるせん断強度を見てみると、鉄筋降伏した LA シリーズの試験体は計算値より 1.2~1.67 倍大きくなっている。これに対し、LB シリーズのせん断強度は、LB-26 がほぼ計算式と同等な耐力となっており、LB-80, LB-26C の順に計算値の 1.15, 1.3 倍の強度となっている。

4. 考察

4.1 LA-50-20, LA-80-20 の破壊メカニズム

表-3 に LA シリーズの最大耐力または部材降伏時の通し筋折曲げ部にかかる支圧力と既往研究における藤井らの支圧強度式³⁾ の関係を示す。この時接合部パネル内での付着は期待できないとして、折曲げ部にかかる引張力は断面解析により算出した梁危険断面での主筋引張力を用いる。LA-80-80 以外はすべて支圧強度が藤井の算定式を上回っているが、実際に支圧破壊したのは LA-50-20, LA-80-20 のみであった。このことから、実際の支圧強度は藤井の算定式に対して約 1.14~1.25 倍割り増した強度であると考えられる。部材降伏した LA-80-26 の支圧強度をみると、降伏時の支圧力は藤井の算定式の 1.25 倍となっており、折曲げ部における支圧力が破壊を起こすのに十分なほど大きくなっている。

4.2 LB-80の破壊メカニズム

本実験でのLB-80の梁主筋定着長さは、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁴⁾における必要定着長さの接合部パネル内で横補強筋による拘束がある場合として算出した。しかし実際の試験体では予測より小さいコンクリート強度となったため、試験体内の定着長さは必要値の0.94倍となっている。

LB-80の最大耐力時の梁主筋の接合部パネル内での付着応力を τ_j N/mm²、柱部材内での付着応力を τ_c N/mm²とする。LB-80の梁主筋定着はパネル内に101.5mm、柱部材内に68.5mmとなっている。よって梁主筋の引張力が抵抗する付着式は式(2)のようになる。

$$(101.5\tau_j + 68.5\tau_c) \cdot \phi \cdot n = T_{u80} \quad (2)$$

ϕ は鉄筋周長(29.9mm)、 n は鉄筋本数(2本)、 T_{u80} はLB-80の最大耐力時の梁主筋引張力(54.3kN)である。ここで τ_j は横補強筋のない($pw=0\%$)時の付着強度として「鉄筋コンクリート造建物の終局強度耐震設計指針・同解説」⁵⁾による付着強度式から $\tau_j=4.05$ N/mm²とする。これより(2)式から、 $\tau_c=7.24$ N/mm²($pw=0.471\%$)となり、付着応力と横補強筋量の関係を比例式で表すと梁主筋定着部における付着強度式は以下のようになる。

$$\tau = 6.773 p_w + 4.05 \quad (0 \leq p_w \leq 0.471) \quad (3)$$

図-5に式(3)と既往研究^{5), 6), 7)}による τ - pw 関係を比較する。実験式は小谷らの定着式とよい対応を示していることがわかり、LB-80の破壊が定着破壊によるものであることが妥当だと確認できる。

表-3 90°折り曲げ部支圧力

| 試験体 | 破壊モード | 実験値 Pexp[kN] | 藤井式 Pcal[kN] | Pexp/Pcal |
|----------|-------|--------------|--------------|-----------|
| LA-50-20 | 支圧 | 24.1 | 21.2 | 1.14 |
| LA-50-80 | 降伏 | 32.6 | 31.3 | 1.04 |
| LA-80-20 | 支圧 | 32.1 | 25.6 | 1.25 |
| LA-80-26 | 降伏 | 32.6 | 26.4 | 1.25 |
| LA-80-80 | 降伏 | 32.6 | 37.7 | 0.86 |

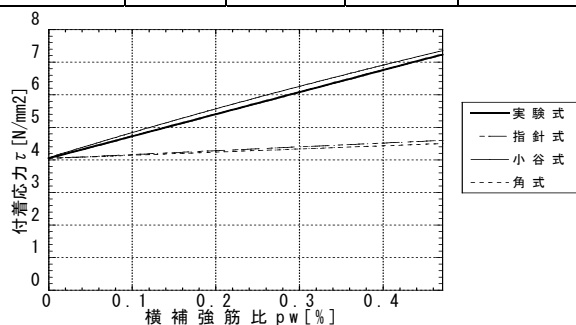


図-5 付着強度の比較

4.3 LB-26, LB-26Cの破壊メカニズム

LB-26, LB-26Cは2つの破壊形式が考えられる。

(1) 個別定着することによって、接合部圧縮ストラットでの支圧力に加え、主筋のかみ合わせによる支圧力が梁主筋90°折り曲げ部に加わり、折曲げ部内側での支圧力が上昇し、破壊に至った。

(2) 接合部中央のひび割れによって圧縮ストラット幅が減少し、ストラット破壊が発生した。

(1) 支圧破壊

図-6は接合部柱梁主筋交差付近に発生する支圧力の模式図を示す。主筋交差部には梁主筋の引張力によって2つの圧縮ストラットが形成される。1つは柱梁主筋のかみ合わせにより発生するストラット、もう1つは部材危険断面の圧縮領域によって発生するストラットである。それぞれのストラットによって折曲げ部にかかる支圧応力を f_{b1} , f_{b2} とする。LB-26では接合部パネル内での付着が期待できないとして、梁危険断面での主筋引張力 sT をそのまま折曲げ部の引張力 $T=sT=50$ kNとする。一方LB-26Cでは柱引張主筋の定着により、危険断面での主筋引張力 $sT=61.1$ kNの低減が期待できると考えた。柱主筋定着部における巾止め筋の拘束力として同間隔の横補強筋比の半分の値 $pw=0.236\%$ を式(3)に代入してみると、付着応力は $\tau=5.65$ N/mm²となり、LB-26Cの梁主筋折曲げ部での引張力はLB-26とほぼ同等になる($T=61.1 - (5.65 \times \phi \times 80) = 47.6$ kN)。このときのLB-26, 26C

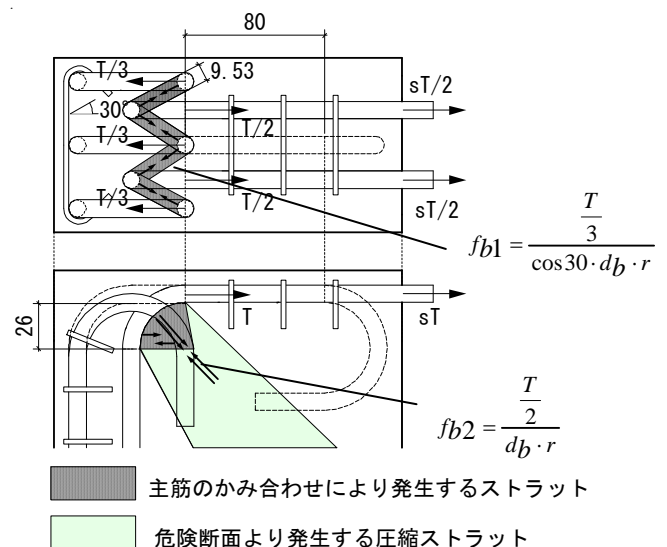


図-6 折り曲げ部にかかる支圧力

表-4 90°折り曲げ部支圧応力

| 試験体 | fb1 [N/mm²] | fb2 [N/mm²] | 合算値 fb1+fb2 [N/mm²] | 藤井式 [N/mm²] |
|--------|-------------|-------------|---------------------|---------------------|
| LB-26 | 77.6 | 100.9 | 178.5 | 123.5 (135.9~148.2) |
| LB-26C | 73.6 | 96.1 | 169.7 | 123.5 (135.9~148.2) |

の主筋交差部における支圧応力と、藤井の算定式による支圧応力の関係を表-4に示す。実験値との比較から、算定結果の1.1~1.2倍の値も併せて示す。

2つの最大耐力時の支圧応力はほぼ同等であり、その合算値は支圧破壊強度を上回っていることがわかる。このことから梁主筋折曲げ部での支圧強度がコンクリート破壊するのに十分なほど大きくなっていることがわかる。2つの支圧強度を線形的に足し合わせることができるかは議論するべきところであるが、この折曲げ部周辺での支圧強度が危険な状態であるということが確認できる。

(2) 圧縮ストラット破壊

図-7に最大耐力時の接合部圧縮ストラット図を示す。圧縮ストラットは梁主筋90°折曲げ位置と部材危険断面の圧縮領域で形成されるとする。ひび割れによって減少したストラット幅 s を最大耐力時に発生した圧壊のようなひび割れの長さから算出し、梁主筋折曲げ部の引張力 T からなるストラット圧縮力をストラット幅 s と接合部有効幅 b_j で除してひび割れ位置でのストラット圧縮応力を算定する。引張力 T は、LB-26では支圧破壊の考察と同様に梁危険断面での主筋引張力としている。LB-26Cでは、柱主筋の定着によって減少した引張力は、柱主筋90°折曲げ部から新たな圧縮ストラットとして梁主筋による圧縮ストラットにほぼ重なるように形成されたと考え、柱主筋の定着による減少を考慮しないものとする。表-5に減少したストラット幅 s とそのときのストラット圧縮応力及びコンクリート圧縮強度との関係を示す。

LB-26Cでは応力に余裕があるが、LB-26ではストラット応力がコンクリート強度にきわめて近い値となった。これよりストラット幅の減少による圧縮破壊の可能性は十分あると考えられる。

2つの破壊形式はともに梁主筋90°折曲げ部の大きさに影響される。折曲げ内径を大きくとれば、ひび割れ後も十分なストラット幅を確保することが可能であり、支圧強度の負担面積も大きくなる。よってLBシリーズにおいても梁主筋90°折曲げ内径を十分とり、主筋定着が確保されていれば、接合部強度の上昇が期待できると思われる。

5. 結論

L字形柱梁接合部を閉じる方向を対象にした載荷実験を行い、以下の知見を得た。

(1) 接合部パネル内の柱・梁主筋を通し鉄筋とし、主筋90°折曲げ内径が規定の3倍近くあるとき、接合部せん断強度は靱性保証型設計指針によるせん断強度を1.2~1.64倍上回った。

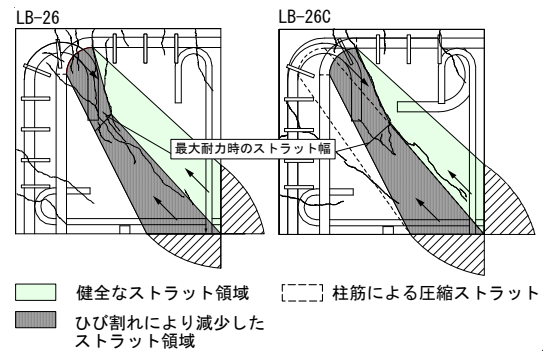


図-7 圧縮ストラット幅の減少

表-5 ストラット幅とストラット圧縮応力

| 試験体 | ストラット幅 s [mm] | 引張力 sT [kN] | ストラット応力 $st\sigma$ [N/mm ²] | $st\sigma / \sigma_b$ |
|--------|--------------------|------------------|--|-----------------------|
| LB-26 | 22.7 | 50.0 | 34.6 | 0.99 |
| LB-26C | 33 | 61.1 | 29.9 | 0.84 |

(2) 通し鉄筋とし、主筋90°折曲げ内径が規定より小さいもしくは同程度の場合、部材幅の小さな接合部では折曲げ内径内側でのコンクリートの支圧破壊によって接合部強度が低下した。また部材幅の大きな接合部では部材危険断面位置での降伏が発生したが、接合部パネルのせん断ひずみが進行し、折曲げ内径が十分な場合に比べ全体での変形能が劣った。

(3) 接合部パネル内の柱・梁主筋を個別定着した標準的な接合部では初期斜めひび割れが生じ、接合部圧縮ストラット付近でのひび割れと柱・梁主筋交差付近でのひび割れが進行した。またその破壊要因はひび割れによる圧縮ストラット幅の減少または主筋交差付近での支圧力の増大による可能性が高い。

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(案)・同解説, 1997
- 2) 後藤尚哉他：鉄筋コンクリート柱梁L字形接合部の応力伝達に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.475~476, 2011, 8
- 3) 藤井栄他：90°折曲げ鉄筋の定着耐力再評価, 日本建築学会構造系論文報告集, No.429, 1991, 11
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 6) 小谷俊介他：異形鉄筋とコンクリートの付着応力伝達機構に基づいた付着割裂強度式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.655~658, 1994, 9
- 7) 角徹三他：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度算定式の提案, 日本建築学会構造系論文報告集, No.414, 1990, 8