

柱主筋へのプレート定着工法の適用に関する研究 (その1) L型試験体による接合部実験

青 田 晃 治 渡 邊 朋 之
成 瀬 忠 山 本 憲 一 郎^{*1}
有 馬 久 智^{*2}

要 旨

鉄筋コンクリート造建物における鉄筋の合理的な定着工法としてプレート定着工法がある。当社でもこの工法の梁主筋への適用はすでに実用化され、現場施工の合理化によるコストダウンなどの成果をあげている。本研究はこのプレート定着工法を最上階柱主筋に適用し、更なる施工の合理化を図ることを目的としている。本報では隅柱の柱・梁接合部の架構実験として柱主筋にプレート定着工法を用いたL型試験体を4体製作して交番繰返し載荷を行ない、接合部の構造性能について検討した。

正負載荷とも接合部内での柱主筋の定着破壊は生じなかった。正側（閉じる側）の耐力は、接合部の補強筋として配した□型のかご筋が有効に働き、靱性保証型耐震設計指針(案)にある接合部のせん断強度算定式による耐力を確保できた。負側（開く側）は柱内側主筋が引張降伏して曲げ破壊的な性状を示し、同指針式による耐力を満たさない結果となったが、実験による破壊状況を考慮して新たに提案した接合部の耐力評価式によりおおむね評価できた。

キーワード プレート定着／鉄筋コンクリート／最上階柱／隅柱／柱梁接合部／耐力評価式

目 次

- | | |
|---------|--------------|
| 1. はじめに | 3. 実験結果および考察 |
| 2. 実験概要 | 4. まとめ |

STUDY ON AN APPLICATION OF PLATE ANCHORAGE METHOD TO COLUMN REINFORCEMENT (PART 1) TESTS OF JOINT WITH L-SHAPED SPECIMENS

Koji AOTA Tomoyuki WATANABE
Tadashi NARUSE Ken-ichiro YAMAMOTO
Hisatomo ARIMA

Synopsis:

The Plate Anchorage method of beam reinforcement has been used very commonly. The purpose of this study is the application of that method to column reinforcement, and to make the construction of joints more rational. Through the test of joint with 4 L-shaped specimens with Plate Anchorage of column reinforce, following points has been shown.

The performance of column bar anchorage has continued to the end. At the positive loading -closing side-, the contribution of □-shaped reinforce bar has made the maximum strength exceeded the formula of the guideline. At the negative loading -opening side-, joints has ruptured in bending and been less than the formula of the guideline. Therefore we proposed a strength formula considering the results of the test and it can evaluate strength of experiment accurately.

* 1 本店 建築設計部 構造設計 * 2 横浜支店

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の柱梁接合部は、柱および梁の主筋や帯筋が錯綜し、配筋作業が煩雑になる部位である。特に外周柱や最上階柱頭部では、梁主筋や柱主筋を定着するために接合部内で主筋端部をL型や180°フックに曲げる必要があり、接合部内での配筋がさらに複雑になる。

当社ではこれまでに合理的な鉄筋定着工法として、ネジ節鉄筋に円形のプレート（鋼板）をナットで締込み、プレートによるコンクリートの支圧力で鉄筋の定着を期待するプレート定着工法（図-1）の研究を行ってきた¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。この工法を用いた梁主筋の定着においてはすでに実用化も進んでおり、現場施工の合理化やコストダウンなどの成果をあげている。

本研究はこのプレート定着工法を最上階柱主筋へ適用し、更なる施工の合理化を図ることを目的としている。本報では最上階柱梁接合部で最も施工的、構造的に厳しいと思われる隅柱の接合部を対象として、接合部内の配筋方法をパラメータとしたL型試験体による架構実験を行ない、その構造性能について報告する。

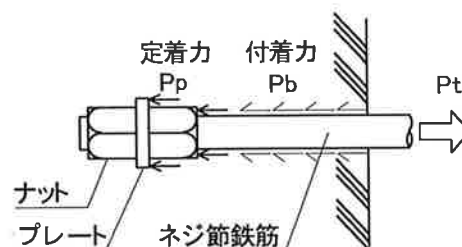


図-1 プレート定着工法



写真-1 梁主筋のプレート定着工法の例

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は図-2 に示すフレーム解析によるモーメント分布を基に、柱長さを1層分、梁長さを1/2 スパン分を取り出したものとした。図-4 に試験体形状寸法と載荷機構の概略を示す。試験体は柱筋定着に対し拘束効果の小さい隅柱を対象とし、柱主筋をプレート定着、梁主筋はU字型定着工法とした。プレート定着はこれまでの研究と同じく、ネジ節鉄筋に通した円形の鋼板をナットで締込んだものとした。

既往の文献⁵⁾によるとL型試験体で柱筋にプレート

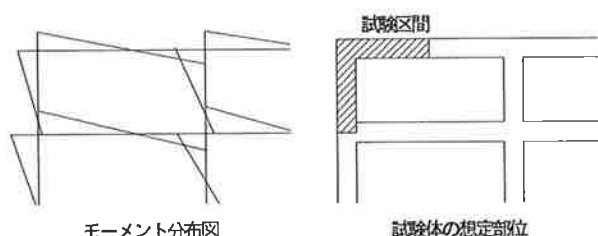


図-2 モーメント分布と試験体想定部位

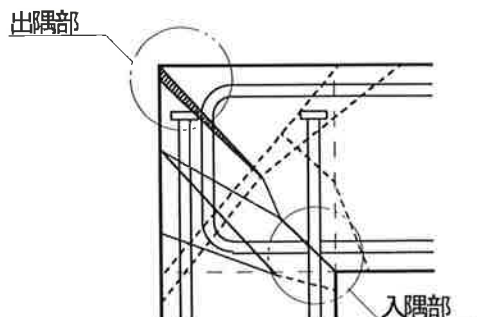


図-3 文献5)における接合部破壊状況例

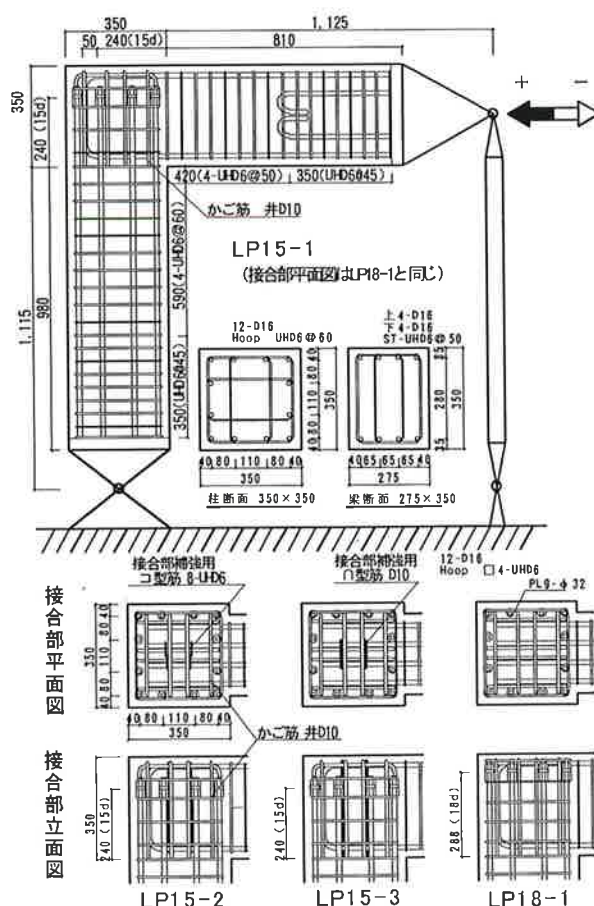


図-4 試験体と載荷機構概略

定着を用いた場合、正加力時（閉じる側）に、接合部の出隅部近傍の柱筋定着プレート位置から斜めひび割れが発生し、それが接合部耐力に大きく影響するという報告がある（図-3）。そこで、本実験では全試験体に対し $\cap$ 型のかご筋を柱主筋に沿って柱上部から挿入することで、この斜めひび割れに抵抗させる配筋方法をとった。LP15-1 は接合部内の補強筋がこのかご筋のみの試験体で、柱主筋の定着長さは15dである。このLP15-1を基本に接合部をさらに補強する方法をパラメータとしており、LP15-2は接合部内の梁内側主筋の上下端筋をつなぐように、横方向からコ型筋を2組挿入して補強した。LP15-3は同じく梁内側主筋に対し上から $\cap$ 型筋2本を柱端部上側まで挿入して補強した。またLP18-1はLP15-1に対し、柱主筋の定着長さを18dとした試験体である。以上の計4体で実験を行なった。試験体は全て接合部破壊先行型として設計した。表-1に使用材料の機械的性質、表-2に各試験体諸元を示す。

2.2 荷重方法

写真-2に荷重状況を示す。試験体の柱端部、梁端部はピン支持とし、梁端部ピンには水平、鉛直方向にジャッキを設置した。ただし、荷重は水平ジャッキのみで行ない、鉛直方向ジャッキはストロークを一定に保ち鉛直反力のみ受持つ機構とした。したがって、水平ジャッキの荷重と変位が、対象としている建物の層せん断力と層間変位となる。加力は変位制御で行ない、繰返し回数1回の正負交番繰返し加力とした。図-5に加力スケジュールを示す。

2.3 計測方法

荷重計測はジャッキに取り付けたロードセルにより行ない、変位計測は不動梁からの絶対変位を変位計を用いて行なった。また、試験体に埋め込んだ棒材の相対変位を測り、接合部、柱、梁の変形を計測した。また、柱主筋の上端部に棒材を溶接してコンクリートとの付着を切り、コンクリートに対する主筋の拔出し量を計測した。各鉄筋には歪ゲージを貼付して歪の状態を計測した。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊状況

図-6に最大耐力時のひび割れ状況を示す。図は各試験体の接合部正面を中央に、左側に柱背面、上側に柱上面を展開して示した。図-7に各試験体の水平荷重－層間変形関係を示す。各試験体とも接合部にせん断ひび割れが生じるまではほぼ同じ破壊経過となった。

正側（閉じる側）は $Q=+2tf$ 前後（ Q は柱せん断力）で梁に、 $Q=+3tf$ 前後で柱に曲げひび割れが生じ、 $Q=+7tf$ 前後で接合部中央にせん断ひび割れが生じた。その後は出隅位置近傍の柱筋定着プレート付近まで斜めひび割れが進展し、かご筋降伏とほぼ同時期に最大耐力に至った。

表-1 使用材料の機械的性質

コンクリート	種別	圧縮強度 σ_B	最大圧縮歪 $\epsilon_B (\mu)$	ヤング率 E_c	ポアソン比 ν_c	割裂強度 σ_t
	普通	323	2200	$2.41E+05$	0.17	27.5
鉄筋	呼び径	降伏強度 σ_y	降伏歪 $\epsilon_y (\mu)$	ヤング率 E_s	引張強さ σ_u	伸び (%)
柱主筋	D16	4590	2990	$1.81E+06$	6880	19.5
梁主筋	D16	5610	3070	$1.85E+06$	7190	13.0
かご筋	D10	3930	2100	$1.90E+06$	5600	19.1
$\cap$ 型補強筋	D10	↑	↑	↑	↑	↑
コ型補強筋	UHD6	7180	6000	$1.77E+06$	10600	6.9
せん断補強筋	UHD6	↑	↑	↑	↑	↑

強度、ヤング率の単位: kgf/cm^2

表-2 各試験体諸元

	LP15-1	LP15-2	LP15-3	LP18-1
接合部補強方法1	かご筋 囲-D10			
接合部補強方法2	—	コ型筋	$\cap$ 型筋	—
せん断補強筋	$\square$ 4-UHD6 $P_w=0.256\%$			
柱主筋配筋	12-D16 (SD345) $P_g=1.95\%$ $P_t=1.10\%$			
柱定着長さ	240mm(15d)			
Hoop	4-UHD6@60 $P_w=0.603\%$			
梁主筋配筋	上下共4-D16(SD490) $P_t=0.92(\%)$			
梁定着方法	U型定着			
スーラップ	4-UHD6@50 $P_w=0.724\%$			

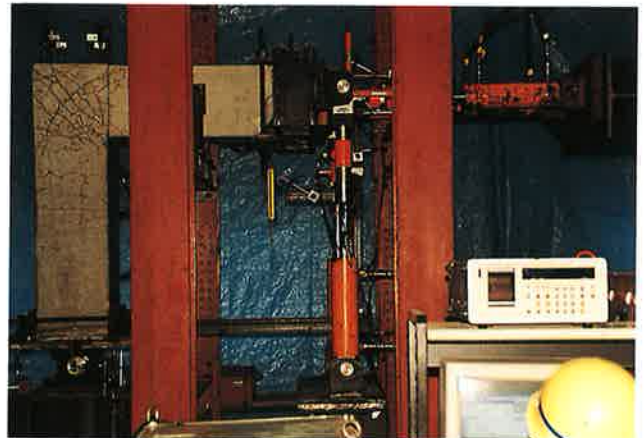


写真-2 荷重状況

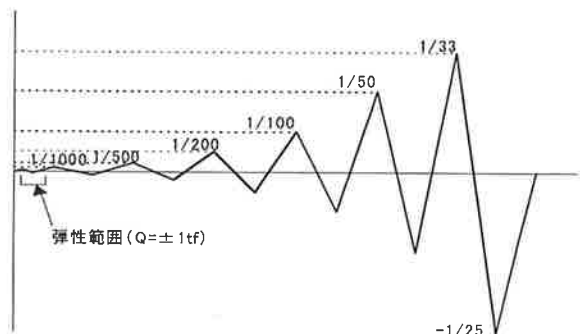
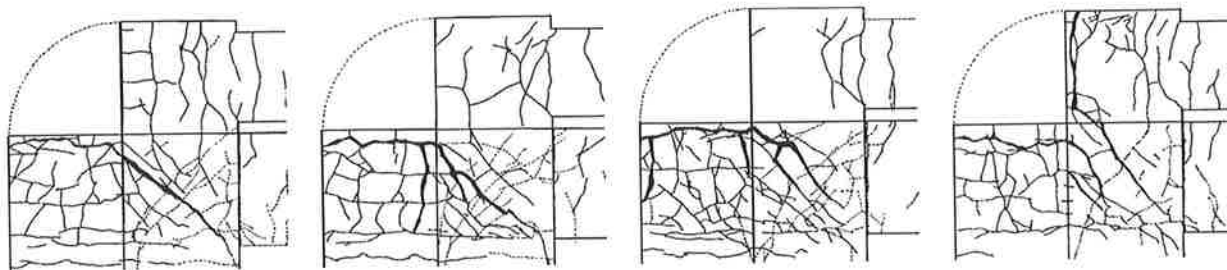


図-5 加力スケジュール

接合部内の補強方法の違いによる最大耐力の差はほとんど無かったが、補強した試験体では接合部上面のひび割れが少ない傾向があった。LP15の試験体は全て斜めひび割れがプレート位置を通り、柱背面側に進展した。また、定着長の長いLP18-1試験体では斜めひび割れが柱上面



LP15-1

LP15-2

LP15-3

LP18-1

図-6 ひび割れ状況（最大耐力時）

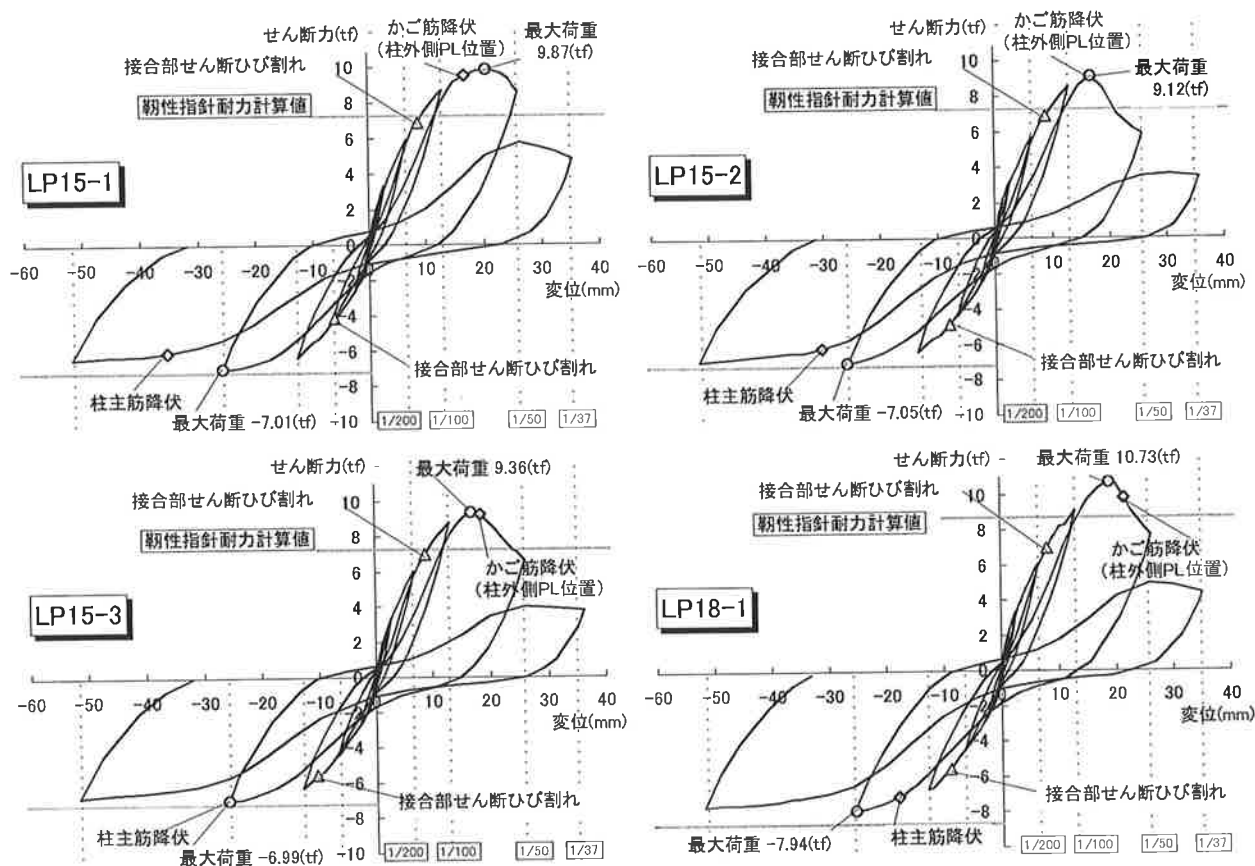


図-7 水平荷重－層間変位関係

に進展し、柱上面で柱主筋をつなぐ形となった。

負側（開く側）は柱、梁とも $Q=1.5\text{tf}$ 前後で曲げひび割れが生じ、 $Q=4.1\sim 5.6\text{tf}$ で接合部中央にせん断ひび割れが生じた。その後の斜めひび割れは対角線より下側で多く発生し、接合部の出隅部側の三角形の部分にはほとんど発生しなかった。最大耐力の前後で入隅部付近の引張側柱主筋が引張降伏し最大耐力となったが、その後はコンクリートの圧壊や新たなひび割れの発生もなく、著しい耐力の低下のない曲げ降伏の性状を示した。

3.2 既往耐力算定式との比較

表-3 に各試験体の最大耐力と靱性保証型指針（案）⁶⁾ および終局強度型指針⁷⁾ による柱梁接合部のせん断強度計算値、柱および梁の曲げ耐力計算値の比較を示す。なお、せん断強度算定の有効せいには梁筋に比べて定着長の短い柱主筋の定着長をとった。正側耐力は靱性保証型

表-3 実験結果と計算値の比較

	実験値	接合部耐力計算値		梁曲げ	柱曲げ	
		靱性保証型	終局強度型	耐力計算値	耐力計算値	
LP15-1	正負	9.87 -7.01	7.25 (1.36) -7.25 (0.97)	13.57 (0.73) -13.57 (0.52)	12.84 (0.77) -9.99 (0.70)	12.41 (0.80) -9.87 (0.71)
	正負	9.12 -7.05	7.25 (1.26) -7.25 (0.97)	13.57 (0.67) -13.57 (0.52)	12.84 (0.71) -9.99 (0.71)	12.41 (0.73) -9.87 (0.71)
LP15-3	正負	9.36 -6.99	7.25 (1.29) -7.25 (0.96)	13.57 (0.69) -13.57 (0.52)	12.84 (0.73) -9.99 (0.70)	12.41 (0.75) -9.87 (0.71)
	正負	10.73 -7.94	8.69 (1.23) -8.69 (0.91)	16.28 (0.66) -16.28 (0.49)	12.84 (0.84) -9.99 (0.79)	12.41 (0.86) -9.87 (0.80)

単位: tf ()は実験値/計算値

指針の計算値に対して 1.23～1.36 倍となった。文献 5) では当社の試験体と同じく柱主筋をプレート定着、梁主筋を U 型定着としているが、かご筋等の補強がないため靱性保証型指針計算値に対して 7 割弱の耐力にとどまっている。本実験では最大耐力時にかご筋の柱背面の鉛直部（柱筋プレート位置の高さ）が降伏に至っている。しかし、最大耐力は靱性保証型指針（案）による耐力を確保していることから、かご筋が耐力上昇に有効に寄与して

いると考えられる。また、定着長の長い LP18-1 は他の試験体よりも耐力が大きくなっているが、計算値に対する実験値の比は他の試験体とほぼ同じである。一方、負側耐力はいずれの試験体も靱性保証型指針計算値を下回る結果となった。

3.3 接合部の耐力評価

指針 6), 7) にある柱梁接合部の耐力算定式は接合部のせん断破壊を前提としており、直交梁の有無や T 型, L 型などの形状による低減係数は設けられているが正負載荷による区別はされていない。しかし、本実験では最大耐力が正側と負側では大きく異なる結果となり、特に負側はせん断耐力に至る前に柱主筋が引張降伏する曲げ破壊的な性状となった。したがって、本報では正負別に耐力評価を行なうこととした。

(1) 正側（閉じる側）の耐力評価

図-8 に引張側柱主筋（柱背面）の柱接合面位置（図-9 A 点）と定着プレート直下（図-9 B 点）での柱せん断力—歪関係のグラフを示す。第 1 象限が主筋の引張側である。引張側はそれぞれ最大耐力後も最大耐力前とほぼ同じ勾配で線形を保っている。また A 点に対する B 点の歪の割合についても約 1/2 が保たれており、接合部内での引張側鉄筋の付着および定着性能は、接合部の破壊後も充分確保されていると判断できる。このことから正側の接合部内では図-9 に示すように、接合部内全体のコンクリートのせん断により耐力が決定するものと考え、指針 6) の耐力算定式を用いて接合部耐力を評価した。ただし、本実験ではかご筋が最大耐力付近で降伏しており、その補強効果については認められたものの、耐力への影響は本実験の範囲では明らかではない。したがって、この耐力評価方法はかご筋等の補強筋が本実験と同等またはそれ以上に配筋されている場合に限り適用できると考える。

(2) 負側（開く側）の耐力評価

負側最大耐力時は引張側の柱主筋が降伏し、その後は著しい耐力低下もなく鉄筋降伏による曲げ破壊の性状を示した。また、接合部の対角線付近を 45° に横切るせん断ひび割れが発生した後は、出隅側の三角形部分では新たにせん断ひび割れは発生しておらず、出隅側の三角形部分では有効なコンクリートストラットが形成できていると考えられる。以上のことから、負側では接合部内に図-10 に示すような曲げ抵抗機構が形成されると仮定した。この場合の危険断面（接合部の入隅部と中心を結ぶ断面）の有効せい d' は式〔3〕で表わし、接合部の曲げ耐力評価式は梁の曲げ耐力算定の略算式を基に式〔2〕と

接合部の曲げ耐力評価提案式（負側）

$$Mu = 0.9 \cdot (a_{bt} + a_{ct}) / \sqrt{2} \cdot \min(\sigma_{by}, \sigma_{cy}) \cdot d' \quad [2]$$

$$d' = D / \sqrt{2} - \sqrt{2} \cdot dc \quad [3]$$

a_{bt} , a_{ct} : 梁および柱の引張側主筋断面積

σ_{by} , σ_{cy} : 梁および柱主筋の降伏強度

D : 柱せい dc : 柱主筋かぶり厚

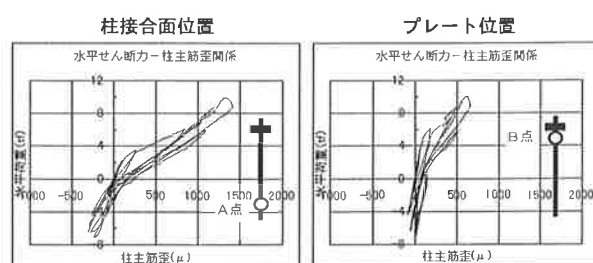


図-8 柱外側主筋の柱端部、プレート位置での柱せん断力—歪関係（LP15-1）

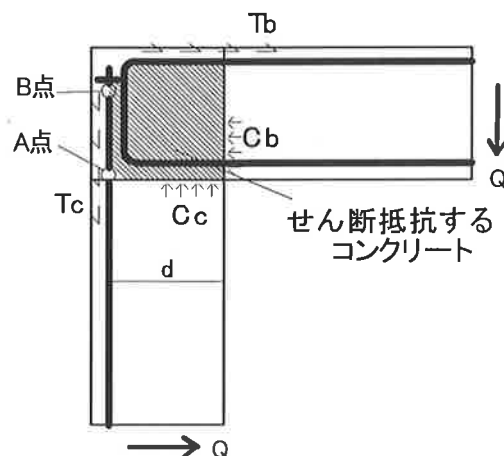


図-9 正載荷時の抵抗機構

L 型接合部の耐力評価式（正側）

（靱性保証型指針（案）より）

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad [1]$$

V_{ju} : 接合部のせん断強度

$\kappa = 0.4$: 接合部形状による補正係数（L 型の場合）

$\phi = 0.85$: 直交梁の有無による補正係数（直交梁なし）

$F_j = 1.6 \times \sigma_B^{0.7}$: 接合部のせん断強度の基準値

σ_B : コンクリートの圧縮強度

b_j : 接合部の有効幅（詳細略）

D_j : 柱せいまたは 90 度折曲げ筋水平投影長さ、ここでは柱主筋定着長さとした。

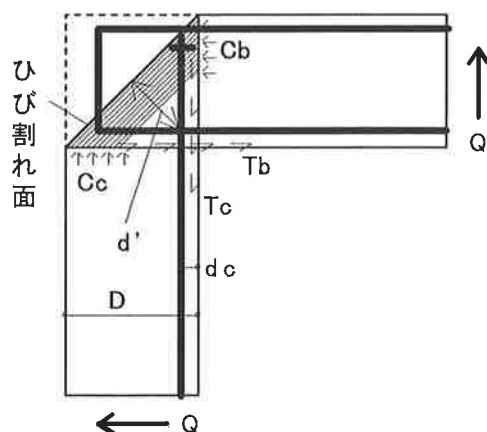


図-10 仮定する負載荷時の抵抗機構

表した。実際には接合部の危険断面には $N=\sqrt{2}\cdot Q$ の引張軸力が働くことになるが、危険断面での軸力比にして $\eta=0.035$ ($\eta=N/bDF_c$, 実験から $Q=7.0\text{tf}$ とした場合)と小さく、軸力による耐力への影響は少ないと考え、梁の終局曲げ耐力算定式を評価式として用いた。表-4に式〔2〕による耐力計算値と実験値の比較を示す。ここで、 Q_{cal} は M_u を柱のせん断力に変換した値である。

図-11に示す接合部の断面において、ある曲率を与えた時のコンクリートの圧縮力および引張力と主筋の引張力の釣り合いから、対象断面に作用するモーメントを求める断面解析(曲げ解析)の結果($M-\phi$ 関係)を図-12に示す。ここでコンクリートモデルは放物線 Tri-linear モデル、鉄筋は Bi-linear モデルを使用している(図-11)。図中の実線は軸力を考慮していない場合で、破線は一定軸力 $N=-10.0\text{tf}$ ($Q=-7.07\text{tf}$ に相当)を与えた場合を示している。解析結果における柱主筋降伏時のモーメントを柱のせん断力に変換した値を表-4に示す。これら比較すると軸力の影響は軸力無しに比べて約1割の減少となる。また、式〔2〕による耐力計算値は曲げ解析の結果より大きくなるが、実験結果に対しては安全側の評価となった。

4. まとめ

4.1 実験結果のまとめ

柱主筋にプレート定着工法を適用したL型試験体の接合部実験を行ない以下の知見を得た。

- (1)柱主筋にプレート定着工法を用いたL型接合部で接合部破壊した場合でも、柱の定着性能は充分確保さる。
- (2)接合部の補強としてかご筋を配することで正側(閉じる側)は靱性評価型耐震設計指針(案)による耐力を確保することができる。
- (3)接合部内の補強を追加すると接合部上面のひび割れが少なくなるが、接合部耐力への影響は見られない。
- (4)柱主筋の定着長を長くした場合、正側(閉じる側)ではそれに見合う耐力上昇が期待できる。
- (5)本実験の範囲では負側(開く側)は接合部の曲げ破壊となり、その耐力は接合部の対角の1/2をせいとした梁の曲げ終局耐力算定式(式〔2〕)で評価できる。

4.2 今後の課題

本研究における今後の課題として、以下のことがあげられる。

- (1)L型接合部のかご筋による補強が正側耐力の上昇に有効であったが、かご筋の量をパラメータとした場合にどの程度耐力に影響するか確認する必要がある。
- (2)L型接合部を柱曲げ降伏型とした場合に、プレート定着の性能および接合部に対して柱の曲げヒンジがどの様に影響するか研究する必要がある。
- (3)最上階中柱の接合部(T型接合部)におけるプレート定着の性能について確認する必要がある。

表-4 接合部の負側耐力の計算値と実験値の比較

	実験値 (負側)	接合部耐力計算値(Q_{cal})			
		式〔2〕	曲げ解析(1)	曲げ解析(2)	靱性指針
LP15-1	-7.01	-6.87 (1.02)	-6.57 (1.07)	-5.94 (1.18)	-7.25 (0.97)
LP15-2	-7.05	-6.87 (1.03)	-6.57 (1.07)	-5.94 (1.19)	-7.25 (0.97)
LP15-3	-6.99	-6.87 (1.02)	-6.57 (1.06)	-5.94 (1.18)	-7.25 (0.96)
LP18-1	-7.94	-6.87 (1.16)	-6.57 (1.21)	-5.94 (1.34)	-8.69 (0.91)

()は実験値/計算値、単位: tf

曲げ解析(1): 軸力なし、曲げ解析(2): 軸力 $N=10.0\text{tf}$ (一定)

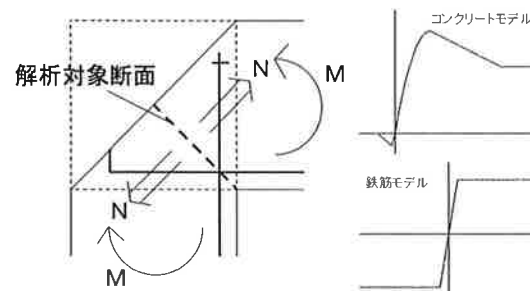


図-11 曲げ解析の対象断面と材料モデル

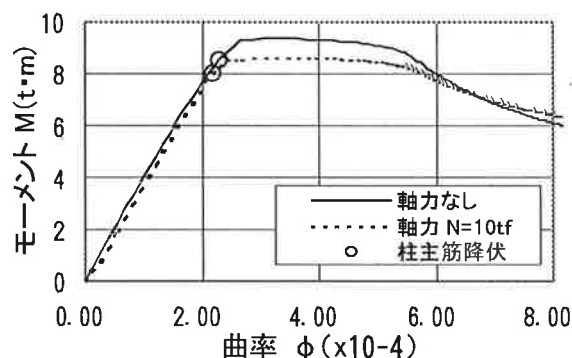


図-12 接合部危険断面での曲げ解析結果

参考文献

- 1) 辻田, 山本, 川崎, 成瀬: 鉄筋コンクリート造梁主筋のプレート定着に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第16巻2号, pp. 201-206, 1994
- 2) 辻田, 前田, 山本, 川崎, 今野, 能瀬, 成瀬: 50階クラス集合住宅RCラメンパハ工法の開発(その1) 梁主筋のプレート定着抵抗機構に関する研究, 前田建設工業技術研究所報, Vol. 35, pp. 63-72, 1994
- 3) 川崎, 山本, 辻田, 成瀬: 50階クラスRCラメンパハ集合住宅設計施工技術の開発(その3, その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1995
- 4) 辻田, 前田, 山本, 川崎, 今野, 能瀬, 成瀬: 50階クラス集合住宅RCラメンパハ工法の開発(その3) 試行設計の概要および柱・梁接合部に関する研究, 前田建設工業技術研究所報, Vol. 36, pp. 45-57, 1995
- 5) 下中, 崔, 内田, 藤井: 鉄筋コンクリートT字型, L字型柱・梁接合部のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, 第19巻2号, pp. 1023-1028, 1997
- 6) 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
- 7) 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