

論文

[2073] プレキャスト鉄筋コンクリート造梁柱接合部の破壊性状
—梁下端筋の定着方法が接合部の破壊性状に及ぼす影響—

正会員○大久保全陸(九州芸術工科大学環境設計学科)

藤村 雅彦(九州芸術工科大学大学院)

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造建築の現場施工に係わる労務者不足に対処するため、あるいは高層建築の施工法の合理化との関係等から、従来の場所打ち工法に代わってラーメン構造においてもプレキャスト工法を採用するケースが増加する傾向にある。

しかしながら、プレキャスト鉄筋コンクリートラーメン構造に関しては、まだ設計規準等が十分整備されていない状況にある。本論文の実験は、将来の設計法確立のための資料をうることを目的として計画された「架構式プレキャスト鉄筋コンクリート造の耐震性能に関する研究」(研究代表者; 望月 重 武蔵工業大学教授)の一部として計画実施されたものであり、本実験では梁柱接合部の耐震性能に関する資料をうることを目的としている。

プレキャスト工法による架構の設計法の開発に際しては、従来の鉄筋コンクリート造による設計法と全く異なる設計法の開発を目標とする考え方もあろうが、本研究ではプレキャスト工法による場合でも従来の場所打ち工法によるものと同等の構造性能が得られることを基本的な目標においている。プレキャスト工法と場所打ち工法との間で梁柱接合部の施工で大きく異なる点は;

- ①プレキャスト部材と場所打ちコンクリートとの間に接合面ができること
- ②梁の下端筋を梁柱接合部パネル内で定着または接合すること

である。従って、上記の2点が梁柱接合部の構造性能に及ぼす影響を検討することが本研究の主要な事項となる。

本論文では次章に記す実験について上記の①②が接合部の破壊性状並びに骨組としての水平変形に及ぼす影響を分析し、プレキャスト工法による鉄筋コンクリートラーメン構造の耐震設計法について考察する。

2. 実験計画

2.1 試験体の形状・寸法・配筋等

試験体の形状・寸法・配筋の状況を図1に示す。試験体はラーメン骨組の梁と柱の中間部分を切断して得られる十字形試験体であり、実物の約1/2程度の縮尺を想定している。試験体としてNo.1からNo.3の3体を計画した。試験体計画では、梁柱接合部(単に接合部と呼ぶ)のコンクリートが現場で打設され、図1のように左右上下の梁柱プレキャスト部材と場所打ちjoint concreteとの間に接合面が形成され、かつ梁下端筋がjoint concrete内で折曲げ定着される基本的な工法を対象とした。3体の間には、梁下端筋の接合部内への定着方法にそれぞれ違いがある。(図1参照) No.1は一般的に行われる定着方法であり、No.2は下端筋の水平定着長さを短くし、左右の梁下端筋が重ね継ぎ手の状態とならないように配筋したものである。No.3はNo.2の下端筋の曲げ上げ部分にφ76.3x3.2mm,長さ185mmの鋼管をかぶせて定着に対する補強をしたものである。鋼管による断面欠損はなく内部にはコンクリートが充填されている。以上の他には3体の間に違いは

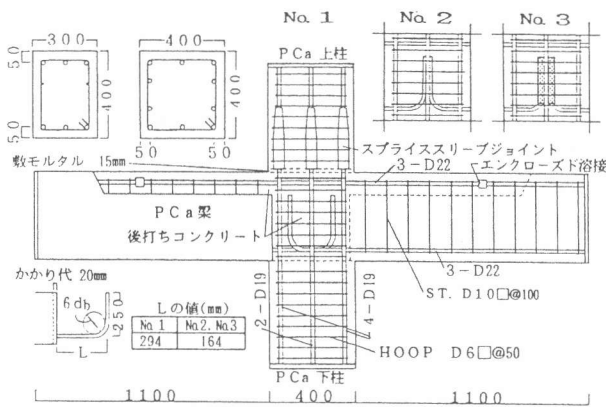


図-1 試験体の形状・寸法・配筋

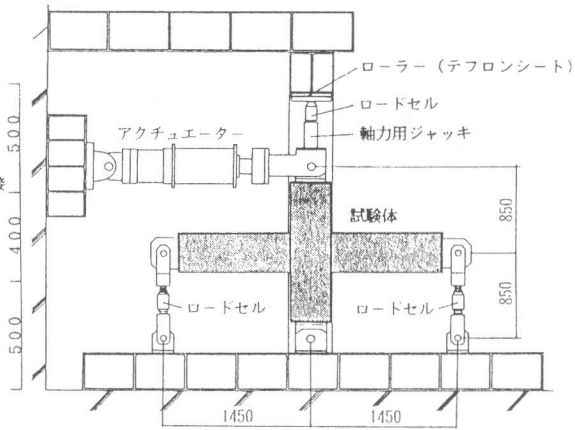


図-2 加力実験装置

表-1 鉄筋の材料試験結果

種類	使用箇所	降伏応力度 (t/cm ²)	引張強度 (t/cm ²)	ヤング係数 (Kg/cm ²)x10 ⁶
D6	柱の断補強筋	3.54	4.96	1.80
D10	梁の断補強筋	3.34	4.78	1.70
D19	柱主筋	3.88	6.34	1.76
D22	梁主筋	3.74	6.11	1.75

表-2 コンクリート等の材料試験結果

使用箇所	圧縮強度 (Kg/cm ²)	割裂強度 (Kg/cm ²)	ヤング係数 (Kg/cm ²)x10 ⁵
柱	457	31.3	2.58
梁	453	32.0	2.63
接合部	651	47.4	3.12
グラウトモルタル	721	43.2	2.36

ない。主なる構造諸元を以下に記す。

梁； $b \times D = 30 \times 40 \text{cm}$, $d = 35 \text{cm}$, $p_t = 1.11\%$, $p_w = 0.47\%$

接合部内； $p_w = 0.32\%$

柱； $B \times D = 40 \times 40 \text{cm}$, $d = 35 \text{cm}$, $p_t = 0.72\%$, $p_w = 0.32\%$

2.2 試験体の設計と作製

試験体は梁曲げ降伏形となるように日本建築学会の終局強度型設計指針[1]を参照して設計した。梁の上限曲げ強度と柱の信頼曲げ強度を基準にしたときの柱の曲げ余裕度は1.20を目標とした。せん断設計はその曲げ余裕度に対応する骨組応力を基本にした。

各試験体とも梁上端筋は接合部内を通し配筋とした。接合部水平長さ(柱せい D_c)と梁主筋径 d_b との比は約18.2であり、文献1に記されている μ 値($\sigma_y d_b / D_c / \sqrt{\sigma_B}$)は σ_y と σ_B にそれぞれ主筋の降伏点強度とコンクリートの設計基準強度を用いたとき約10となる。この値は文献1の設計法で対象としているほぼ上限値となる。折り曲げ定着した梁の下端筋の定着耐力 P_a については、文献1で引用しているト形接合部に対する藤井ら[2]の式を準用して検討した。

試験体の作製は、可能な限り実際の施工方法に従い、梁・柱はプレキャストとし、スラブに相当する梁上端部分と接合部は場所打ちコンクリートとした。梁上端筋の継ぎ手は enclosed arc weldingとし、柱筋の継ぎ手は接合部上部の柱脚で splice sleeve jointとした。

2.3 加力・測定方法

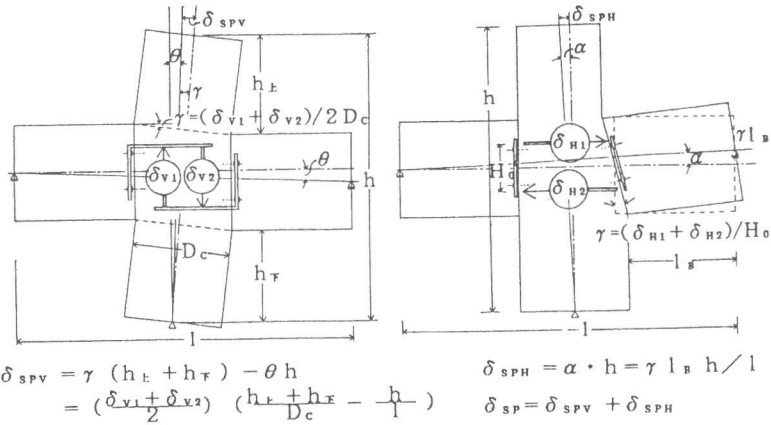
加力は図2に示すように、下柱の反曲点に相当する部分をピン支持、左右の梁の反曲点に相当する部分をローラー支持とし、上柱の反曲点に相当する部分で水平力を加える方法とした。柱軸力30ton($N/BD = 18.8 \text{kg/cm}^2$)は一定荷重の方針とした。実験中1割程度の増加があった。本実験では柱軸力によるP- Δ 効果が生じ、その影響は層間変形角1/100で水平荷重に対して約1.5%となる。本報告ではその補正は行っていない。

変形測定としては、梁の変形による層間変形 δ_{SB} 、柱の変形による層間変形 δ_{SC} 、及び図3に示す接合部の変形による層間変形 δ_{SP} 、接合部とプレキャスト部材との間のズレ変形による層間変形 δ_{SFC} 、 δ_{SFB} がそれぞれ測定できるようにした。上下柱の支持点と加力点との間の相対水平

変位を層間変形と呼ぶ。 $\delta_{01} = \delta_{SB} + \delta_{SC} + \delta_{SP} + \delta_{SFC} + \delta_{SFB}$ を柱上下支点間距離 h で除した値を層間変形角 R_{01} と定義する。柱上下支点間の相対水平変位を直接測定して得た値 δ_{02} を h で除した値を R_{02} と定義する。

梁・柱主筋及び接合部内の帯筋の歪を歪ゲージで測定した。

水平加力は層間変形角 $1/400$, $1/200$, $1/100$, $1/50$ レベルでの正負繰り返しを基本とした。



接合部変形($\delta_{SP} = \delta_{SPV} + \delta_{SPH}$)の測定方法

3. 使用材料の性質

表1に鉄筋の引張強度試験結果を示す。梁柱の主筋に使用したD19, D22はSD345, hoop, stirrup用のD6, D10にはSD295を使用した。表2にconcreteとsplice sleeve joint用のgrout mortarの圧縮及び割裂強度試験結果を一覧して示す。プレキャスト部材、場所打ち部分ともコンクリートの設計基準強度は 350 kg/cm^2 としたが、プレキャスト部材の圧縮強度は配合強度と設計基準強度との関係で約30%高い値となった。場所打ち部分については配合に手違いを生じ設計基準強度より高い圧縮強度となった。

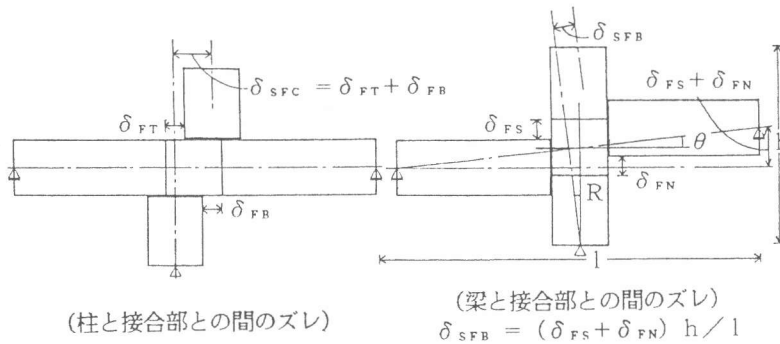


図3 接合部変形及び接合面のズレ変形測定図

表3 降伏機構時等の強度・変形

	曲げ降伏機構		最大荷重 最大荷重:P <R ₀₁ >	接合部	
	上端降伏:P (P/Pcal) <R ₀₁ >	下端降伏:P (P/Pcal) <R ₀₁ >		せん断ひび割:P <R ₀₁ >	帯筋降伏:P <R ₀₁ >
№1	17.0 (0.90) <1/227>	19.5 (1.05) <1/104>	21.6 <1/46>	12.3 --- <1/348>	-16.0 --- <-1/212>
№2	19.1 (1.02) <1/183>	19.7 (1.05) <1/90>	21.6 <1/49>	12.6 --- <1/364>	19.6 --- <1/114>
№3	18.0 (0.95) <1/176>	20.3 (1.08) <1/114>	22.9 <1/62>	10.3 --- <1/620>	15.0 --- <1/241>

(注) 諸現象におけるPは水平荷重実験値 (ton). Pcalは塑性曲げ理論による梁降伏時の水平荷重計算値. R₀₁は層間変形角測定値(P. 2, P. 6参照).

4. 梁の曲げ降伏挙動と破壊性状について

4.1 概要

図4-6に3体の水平荷重と層間変形との関係を示し、図7-9に実験終了後のひび割れ状況を示す。また、表3に梁端曲げ降伏時、最大荷重時及び接合部の諸強度時の荷重と変形を示す。

梁下端筋の定着が良好なNo.1は設計通り左右両梁端が曲げ降伏し、層間変形角 $R_{01} = 1/40$ でも荷重低下が少なく、良好な性状を示した。梁下端筋の定着長さを短くしたNo.2では、一旦は両梁端が曲げ降伏したが、その後梁下端筋の曲げ上げ部のひび割れが拡大して定着破壊の様相を呈し荷重が低下した。梁下端筋の曲げ上げ部を鋼管で補強したNo.3では、下端筋曲げ上げ部のひび割れ拡大は改善されたが、接合部のせん断ひび割れ幅が拡大し、荷重変形曲線はNo.2と大差ないものとなった。

4.2 梁上端通し配筋と曲げ降伏挙動について

各試験体とも梁上端筋の曲げ降伏は、塑性曲げ理論によって推定される荷重とほぼ同等の荷重で起った。梁上端筋降伏時の層間変形角 R_{01} は約1/180-1/230 である。曲げ降伏後、層間変形角が約1/100 になると、上端筋は接合部中央点においても降伏歪に達したが、梁自身の荷重変形関係のグラフの観察から、各試験体とも上端筋については、接合部内における滑りが層間変形に及ぼす影響は特になかったものと思われる。なお、接合部の joint concrete の圧縮強度は計画時に比べてかなり高かったため、定着長さに関する指標値 μ を計画時と実材料強度で比較すると、 $\mu(\text{実})/\mu(\text{計})=8.1/10.3=0.8$ となる。

以上から、梁上端筋については定着指標 $\mu < 8$ が確保できれば、後打ちコンクリートによって接合されるプレキャスト構造においても、層間変形角1/50程度までは接合部内での付着劣化による影響は大きなものとはならないと思われる。

4.3 梁下端筋定着長さとは曲げ降伏について

各試験体とも梁下端筋は上端筋の曲げ降伏より若干遅れ層間変形角 $R_{01}=1/90-1/110$ の変形で曲げ降伏した。耐力的には下端筋の曲げ降伏荷重も塑性曲げ理論によって推定される値とほぼ等しい。しかしながら、降伏後の性状に関しては定着長の違いによる影響が表れた。

前述の下端筋の定着耐力 P_a が鉄筋の上限強度の1.56倍で設計された No.1試験体(実材料強度によると $P_a/\sigma_y=2.58$) では、接合部に定着破壊とみられるひび割れは発生せず、層間変形角1/40での3回の繰り返し加力による荷重低下も少なくまた、荷重変形曲線にピンチ現象も現れず良好な性状を示した。

下端筋を柱中心線の手前で曲げ上げ定着したNo.2試験体も、定着耐力比 $P_a/A_t \sigma_y$ が実材料強度でみると1.79となるため、下端筋は一旦は降伏した。しかし、層変形角が 1/100以上となると接合部に下端筋の定着破壊の兆候を示すひび割れが発生し、1/50レベルの繰り返し加力時にはそのひび割れは下柱の柱頭に進展して幅を広げ、完全な定着破壊の様相を示した。

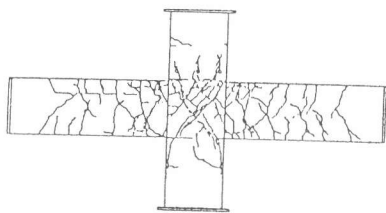


図-7 ひび割れ状況(No.1)

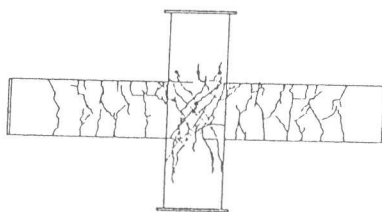


図-8 ひび割れ状況(No.2)

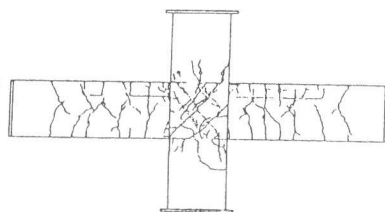


図-9 ひび割れ状況(No.3)

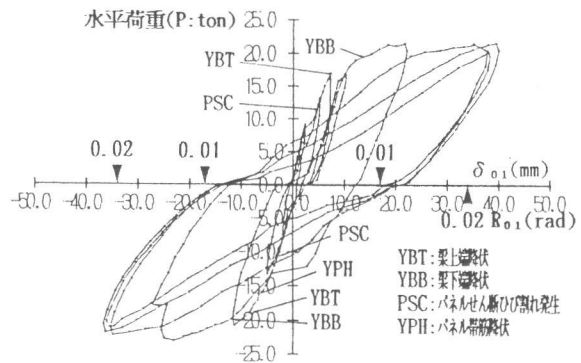


図-4 水平荷重-層間変形曲線(No.1)

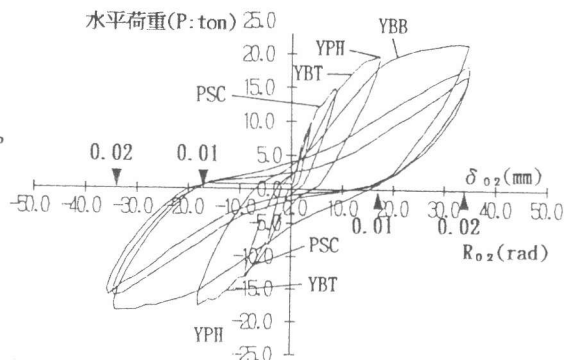


図-5 水平荷重-層間変形曲線(No.2)

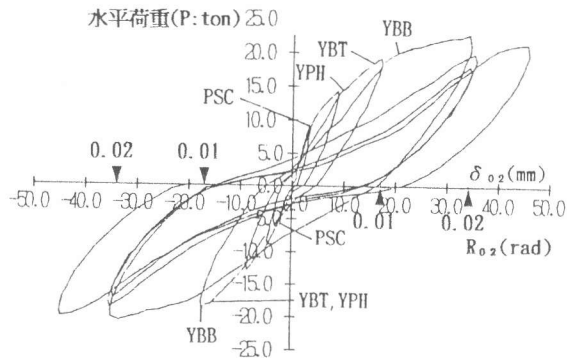


図-6 水平荷重-層間変形曲線(No.3)

曲げ上げ部分を鋼管で補強したNo.3試験体（鋼管の鉛直断面積 ΣAs を横補強筋比に換算すると $Pw=\Sigma As/Bl_s=4.8\%$ となる。B:柱幅, l_s :鋼管長さ）は、No.2のような定着破壊の兆候を示すひび割れは発達しなかったが、接合部の対角線状のひび割れが発達し、層間変形角1/50レベルでの繰り返し加力時の荷重変形曲線のループ性状はNo.2と大差ないものとなった。

以上から、梁下端筋の折曲げ位置を柱中心線を越えて曲げ上げし、かつ定着耐力 P_a が鉄筋の上限強度以上となるように曲げ上げ定着されれば層間変形角1/50程度までは良好な梁曲げ降伏性状を期待することは可能と思われる。なお、No.1の下端筋の水平定着長さ l_h は $9.4d_b$ 、水平投影長さ L は $13.4d_b$ (d_b は鉄筋径)である。しかし、柱中心の手前で梁下端筋を曲げ上げし、曲げ上げ開始点までの水平定着長さ l_h が短い場合には(本試験体では $l_h=3.5d_b$, $L=7.5d_b$)たとえ定着耐力 P_a が鉄筋の降伏点強度以上となっても、曲げ降伏後、繰り返し加力によって定着破壊し、抵抗機構を失う可能性があることに十分注意が必要である。また、曲げ上げ定着部分を鋼管で補強する方法については更に検討が必要である。

4.4 接合部パネルのせん断耐力について

設計では十字形内柱接合部として文献1に従ってせん断強度を検討した。設計時のせん断強度 V_{ju} と接合部の水平せん断力 V_j の比は、上限強度時に対して $V_{ju}/V_j=1.44$ である。なお、joint concreteの圧縮強度が設計値より高くなったことを考慮すると、 V_{ju}/V_j は約3.2となる。しかし、荷重変形関係の上では良好な性能を示したNo.1でも、接合部には多数のせん断ひび割れが発生し、hoopの一部は降伏歪を越えた。柱の形状としては十字形内柱であっても、梁筋が曲げ上げ定着される場合には、接合部内に形成される圧縮ストラットの幅や角度は通し配筋した場合と異なり、せん断耐力が通し筋タイプより低くなることも考えられる。参考としてNo.1試験体のせん断強度をト形外部接合部に対する $0.18\sigma_b$ とし、かつ接合部の寸法 D_j を下端筋の水平投影長さとして耐力を計算した。 V_{ju}/V_j は約1.9となる。この比及び後述するせん断変形性状からNo.1については接合部はせん断破壊には至らなかったものと考えられる。

しかしながら、No.2及びNo.3のように柱の中心より手前で梁筋を曲げ上げ定着するような場合には、接合部に形成される圧縮ストラットは梁上端筋から形成されるストラットと下端筋から形成されるストラットが別々になり、それらの幅や角度も異なることも想定されるので、このような場合については今後の課題ではあるが、十字形接合部としての単なる強度検討では不十分であ

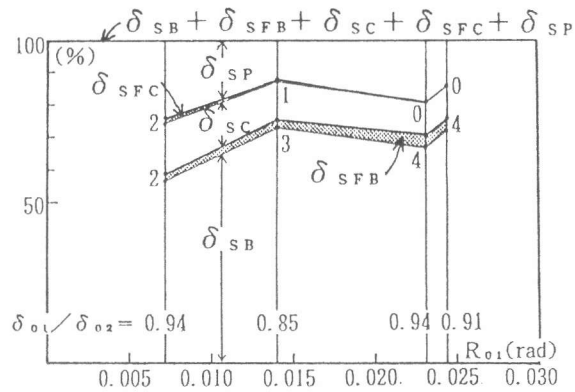


図-10 変形割合の推移(No.1)

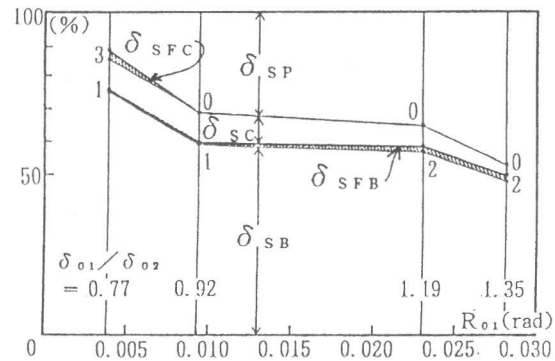


図-11 変形割合の推移(No.2)

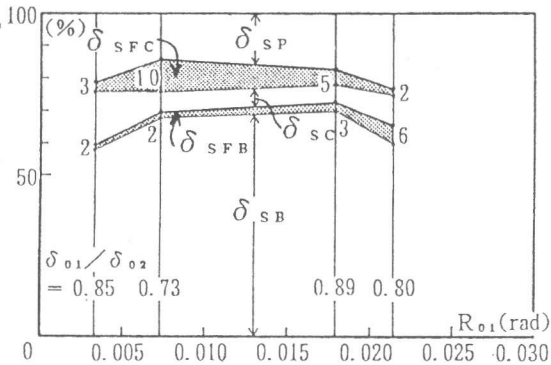


図-12 変形割合の推移(No.3)

り、定着耐力との関係も検討する必要がある。なお、各試験体の最大荷重時における接合部の平均せん断応力度($V_j/b_j D_j$, b_j :柱幅, D_j :柱せい)をコンクリート圧縮強度 σ_B で除した値 k は各試験体ともほぼ等しく約0.08であった。

5. 変形状態の分析

図10-12に変形の増加に伴う各変形成分の変化状況を各試験体ごとに示す。図の横軸 R_{01} は、層間変形 δ_{01} に対応する層間変形角である。図の横軸直上部には別途測定した層間変形 δ_{02} と δ_{01} との比を示す。 δ_{01} は δ_{02} より概して小さいが、No.2試験体の下端筋定着破壊後の大変形域を除けば R_{01} は R_{02} と概ね良好な対応をしている。

各変形成分の推移を破壊性状との関係でみると、梁の曲げ降伏性状が保持されたNo.1試験体では変形の増加に伴って梁の変形の割合が増加しているのに対して、No.2では梁下端筋の定着破壊による影響が接合部の変形割合の増加として表れている。曲げ降伏後に接合部のせん断ひび割れ幅が拡大したNo.3では、大変形域でせん断変形割合が若干増加している。

プレキャスト構造としての特徴は、図10-12中のハッチ部分(δ_{SFC} , δ_{SFB})によって考察できる。プレキャスト部材の接合面でのズレが層間変形に及ぼす影響については、本実験ではNo.3の一部のデータを除くと、梁と接合部との間及び柱と接合部との間の接合面でのズレ変形による層間変形(δ_{SFB} , δ_{SFC})は、ともに数値的には全層間変形の2-4%以下である。No.3の柱接合面のズレ変形には、変位計の測定値に柱変形の一部が含まれて測定された可能性がある。実験中の目視による観察では接合面でのズレ変形はほとんど感知されていない。

以上、本実験の結果からは、接合部の破壊が防止できればプレキャスト部材の接合面のズレ変形は特に問題となる程ではないものと思われる。

6. 結び

架構式プレキャストR/C構造の梁柱接合部の挙動を、①部材接合部にコンクリート接合面ができること、②梁下端筋を接合部内で曲げ上げ定着することの2点に注目して実験結果を考察した。

上記の①の影響については、骨組としての強度変形状態及び破壊性状に関して特に問題となることはみられなかった。②に関しては、梁下端筋を柱中心線の手前で曲げ上げ定着する方法は、十分な水平定着長さが確保されない限り、好ましい耐震性能は期待できない。

梁下端筋を曲げ上げ定着する十字形接合部の定着耐力については、ト形接合部を対象とした定着耐力の評価方法をそのまま適用することができない可能性もあり、せん断耐力との関係も含めて検討が必要と思われる。

接合部の破壊防止が確保されれば、ラーメン式プレキャスト構造の耐震性能評価については一体打ちラーメン構造の場合と同様な手法が適用できる可能性がある。

[謝辞]

本実験は、文部省科学研究費(総合研究A)「架構式プレキャスト鉄筋コンクリート造の耐震性能に関する研究」研究代表者、望月 重武蔵工業大学教授の一部をなすものである。

(参考文献)

- [1] 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・解説、1991。
- [2] 藤井栄、他；外柱・梁接合部の折曲げ定着に関する研究、日本建築学会大会梗概要集、pp.1823-1824, 1983.9。