

論文

[2116] スリーブ接合によるプレキャスト鉄筋コンクリート梁柱接合部の弾塑性性状に関する研究

大久保全陸^{*1}・藤村雅彦^{*2}・浦本陽一郎^{*2}

1. はじめに

ラーメン式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の耐震性能を調べるために1980年代以降、梁柱接合部に関する実験研究が精力的に行われてきた。プレキャスト構造では各種構造部材の接合工法が構造の耐震力学的性状に影響を及ぼし、またその接合工法が施工コストに影響するため、既往の実験研究はほとんど接合工法の開発と絡めて行われている。梁柱部材をそれぞれプレキャストとし、現場でそれらをその交叉部で接合する場合には、一般に梁柱主筋を接合部で継ぎ、接合部を場所打ちコンクリートで打設して一体化することになる。既往の工法では、プレキャスト梁の主筋については、上端筋はスラブを後打ちすることとの関係から現場で通し配筋とすることが多いが、梁下端筋の継手工法に関しては各種の工法が開発されている。その工法は大別すると、プレキャスト梁部材から突出している主筋を接合部内でアンカー定着する方法と、TUBEやナット等を用いて主筋を機械的に接合する方法、及び溶接で主筋を相互に接合する方法に分類できる。

プレキャスト梁の主筋をTUBEを用いて梁端で接合すると、接合部内の配筋が比較的容易となるが、梁端主筋接合部分の剛性増加とそれに伴う梁柱接合部への影響が一般に在来工法の場合に比べて不利になる懸念もある。既往の研究によると、梁端にTUBE SPLICE(以下、スリーブ継手という)を設けると、梁端の圧縮ゾーンの剛性が高まり、曲げ耐力が増加するとの指摘もある[2, 3]。また、梁をスリーブ接合した既往の実験は、梁・柱・接合部を一体的にコンクリートを打設した試験体で実験が行われており、プレキャスト工法による影響は反映されていない。

本研究では梁端でスリーブ継手によって接合されるプレキャスト架構における梁柱接合部の弾塑性性状を、実状に近いプレキャスト工法で製作した試験体の実験によって検討し、ラーメン式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の耐震設計法確立のための資料を得ようとするものである。

2. 実験計画

2.1 試験体

本研究では、上記の目的のために梁の曲げ変形が支配的な場合(曲げ型と呼ぶ)と、接合部パネルのせん断変形が支配的となる場合(せん断型と呼ぶ)を対象とし、それぞれに対してプレキャスト工法と在来工法との対比が可能となるように実験を計画した。

試験体はラーメンの内柱接合部をモデル化した十字形試験体計6体である。試験体の形状、寸法、配筋、種類等を図1に示す。6体の試験体の外観形状と寸法は同じである。図1の右側半分には曲げ型プレキャスト試験体PSSJ-1の配筋を示す。梁はハーフプレキャストで下端筋が梁端でスリーブ接合され、上端筋は現場通し配筋となっている。柱主筋は接合部内を通し配筋され、上柱柱脚でスリーブ接合されている。同図左側半分にはせん断型プレキャスト試験体PSSJ-2の配筋を示す。せん断型試験体の梁はフルプレキャストで、上下梁主筋が梁端でスリーブ接合されている。

*1九州芸術工科大学環境設計学科教授, 工博(正会員)

*2九州芸術工科大学大学院生, 生活環境専攻

試験体間の主要な相違は、梁主筋の接合部内定着方法と、梁主筋径とコンクリート強度との組合わせによって生じる接合部パネルのせん断応力度レベルの違い等である。図2に各試験体の接合部近傍の配筋状況を示す。比較用一体打ち試験体CPSA-1、-2では梁柱主筋は接合部内を通し配筋されている。梁下端筋を曲げ上げ定着した試験体PBUAでは、梁下端筋は柱フェース位置で水平方向に折り曲げ、左右の梁下端筋を接合部内で横振り分け方式により定着した。各試験体の計画時の構造諸元を次に示す。

CPSA-1: 曲げ型, $k=0.130(0.124)$, $\mu=10.3(9.7)$, 一体打ち, 通し配筋
PBUA: 曲げ型, $k=0.130(0.123)$, $\mu=10.3(9.7)$, PCa, 梁下端筋横振り分け方式曲げ上げ定着
PSSJ-1: 曲げ型, $k=0.130(0.126)$, $\mu=10.3(9.7)$, PCa, 梁下端筋スリーブ継手
CPSA-2: せん断型, $k=0.284(0.250)$, $\mu=15.1(14.1)$, 一体打ち, 通し配筋
PSSJ-2: せん断型, $k=0.284(0.284)$, $\mu=15.1(14.1)$, PCa, 梁上下筋スリーブ継手
PSSJ-3: せん断型, $k=0.217(0.240)$, $\mu=13.3(13.3)$, PCa, 梁上下筋スリーブ継手

上記の k は 梁端曲げ降伏強度時の接合部パネル平均せん断応力度をコンクリート強度で除した値であり, μ は梁主筋の接合部における付着指標[1]である。両値とも()内の値は、鉄筋の降伏点強度とコンクリート強度に実強度を使用したときの値である。断面寸法は、梁:30cm $\times$ 40cm, 柱:40cm $\times$ 40cmで各試験体共通である。

2.2 使用材料の性質

梁柱主筋にはSD345を, せん断補強筋にはSD295Aを使用した。コンクリートの設計基準強度は曲げ型では $F_c=350\text{kg/cm}^2$, せん断型では $F_c=210\text{kg/cm}^2$ とした。材料試験結果による鉄筋の降伏点強度を表1に示し, コンクリート及びスリーブ充填用グラウトモルタルの圧縮試験結果を表2に示す。圧縮強度欄の(1)はプレキャスト部材部分, (2)は一体打ち及び接合部, (3)はグラウトモルタルに対する値である。

表1 鉄筋の降伏点強度 σ_y (kg/cm 2)

	D25	D22	D19	D10	D6
曲げ型	----	3930	3860	3500	4280
せん断型	3592	3875	3772	3470	----

表2 コンクリート圧縮強度 σ_B (kg/cm 2)

	σ_B (1)	σ_B (2)	σ_B (3)
曲げ型	473	493	716
せん断型	336	255	912

2.3 加力測定方法

図1に示す試験体の下柱下部をピン支持とし, 左右両梁先端を水平方向にローラー支持とし, 上柱上部で水平力を作用した。左右両梁ローラー支持間距離は $l=290\text{cm}$, 下柱支持点と上柱加力点

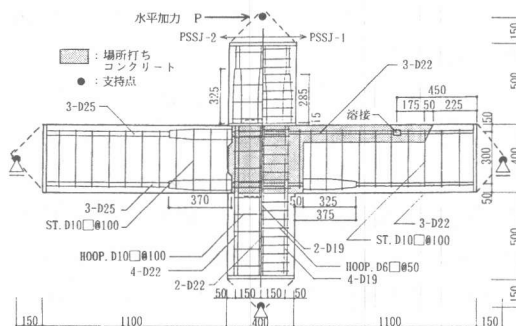


図1 試験体の形状・寸法・配筋

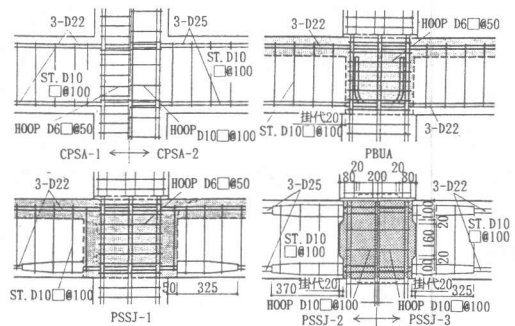


図2 各試験体の接合部近傍の配筋状況

間距離は $h=170\text{cm}$ である。水平力加力点の水平方向変位をここでは層間変形 δ と呼び、 δ を h で除した値を層間変形角 R とする。水平力は正負繰り返し加力とし、 $R=1/400$, $1/200$ で各 ± 1 回、 $R=1/100$, $R=1/50$ で各 ± 3 回繰り返し、その後、大変形まで加力した。柱には一定軸力 30ton を加えた。

測定に関しては、接合部パネルに埋め込んだボルトにゲージホルダーを取付け、梁、柱の部材変形、接合部のせん断変形を測定した他、プレキャスト部材と接合部パネルとの間の鉛直、水平方向のずれ変形、鉄筋各部の歪等を測定した。接合部のせん断変形に関しては、接合部パネル4隅(主筋の内側)の埋め込みボルト間の水平、鉛直、対角線方向の変形測定値からパネルの隣合う2辺の角度変化を算出し、その平均値をせん断変形角とした。

3. 実験結果

3.1 概要

曲げ型試験体PSSJ-1とCPSA-1の水平力層間変形関係(荷重変形曲線)をそれぞれ図3、図4に示し、曲げ型プレキャスト試験体で梁下端曲げ上げ定着型試験体PBUAの荷重変形曲線の正負包絡線を同図中に示す。また、せん断型試験体PSSJ-2とPSSJ-3の荷重変形曲線を図5、図6に示し、図5中に一体打ち試験体CPSA-2の包絡線を示す。また、剛性強度等の実験値を表3に示す。

曲げ型試験体は、およそ $R=1/200$ の変形で接合部パネルにせん断ひび割れが生じたが、梁端がおよそ $R=1/100$ の変形で曲げ降伏し、その後、 $R=1/50$ の3回の繰り返し加力においても荷重低下が比較的少なく安定した挙動を示した。せん断型試験体は、およそ $R=1/300$ の変形で接合部パネルにせん断ひび割れが生じ、その後およそ $R=1/70$ ~ $1/80$ の変形で梁端が曲げ降伏し、大変形においても処女変形域では降伏荷重以上の荷重を保持したが、 $R=1/50$ と $R=1/25$ の変形レベルでの3回の繰り返し加力中に接合部パネルのせん断破壊が進展し、コンクリートの剥落が激しくなり、大きな荷重

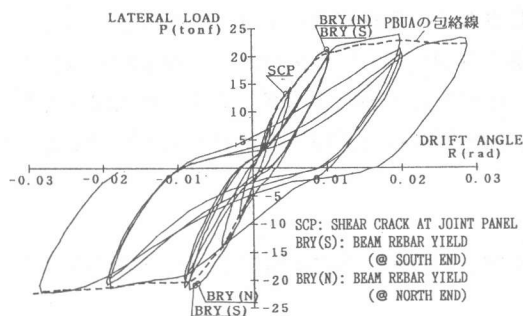


図3 荷重層間変形関係(PSSJ-1)

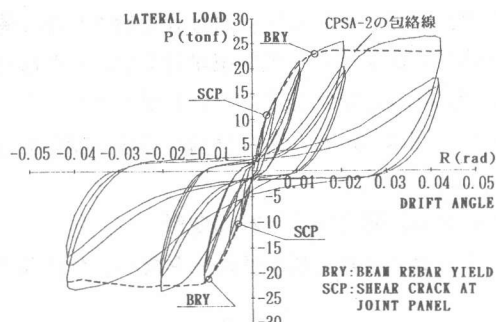


図5 荷重層間変形関係(PSSJ-2)

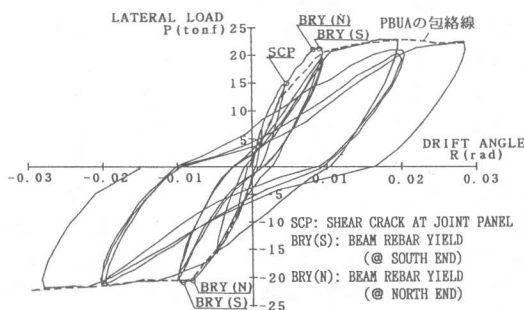


図4 荷重層間変形関係(CPSA-1)

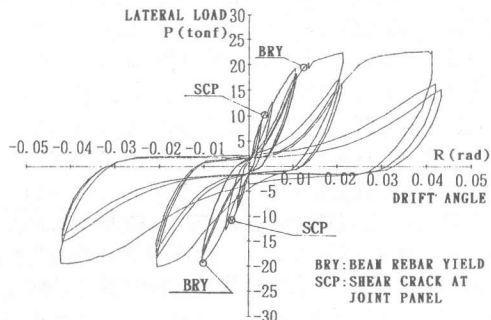


図6 荷重層間変形関係(PSSJ-3)

低下を示した。プレキャスト試験体と一体打ち試験体の比較を以下で行う。

3.2 初期剛性

表3に示すように一体打ち試験体(CPSA-1, -2)の初期剛性実験値は架構としての弾性剛性計算値(パネルのせん断変形を考慮)とほぼ同等かやや高い値を示しているのに対して、プレキャスト試験体については、各試験体とも実験値は計算値より低い値となっている。また、プレキャスト試験体の初期剛性実験値を一体打ち試験体の実験値と直接比較すると、プレキャスト試験体は一体打ち試験体に比べて約20-35%低い値となっている。

既往のプレキャスト梁柱接合部の実験でプレキャスト試験体の初期剛性を一体打ち試験体の値と直接比較している例がほとんど無く、本実験の結果を既往の実験と対比して検討することができないが、初期剛性の実験値を計算値と比較して報告している実験結果を参照すると、実/計の比は1.0-0.76程度となっており、本実験の場合と同様に実験値は計算値よりやや低くなる傾向がみられる[4,5]。

以上から、プレキャスト構造では場所打ち在来工法に比べて、打ち継ぎ面の不完全一体性等との理由により初期剛性が一体と仮定して計算した弾性剛性より低くなる可能性がある。建築構造の耐震設計では、一般に降伏時変形及びそれ以降の靱性に主要な注意が向けられることが多いが、比較的短周期なコンクリート構造では初期剛性の低下による地震応答への影響が不利になる可能性も考えられるのでこの点は今後の課題の一つであると思われる。

3.3 接合部パネルのせん断ひび割れ強度

梁柱接合部パネルのせん断ひび割れ強度についても、表3に示すようにプレキャスト試験体は一体打ち試験体に比べてせん断ひび割れ強度がやや低く、またプレキャスト試験体の実験値は柱軸力の影響を考慮した計算値(主応力度式)より17-25%低い値を示した。

既往の実験によると、接合部パネルのせん断ひび割れ強度に関しては実験値にかなりのばらつきがあるが、概して実験値は計算値より低く報告されている例が多いように思われる。しかし、一体打ち試験体でも実験値が計算値よりかなり低く報告されている例もあり、現段階ではパネルのせん断ひび割れ強度についてプレキャストと一体打ちとの違いを明確にすることは困難である。また、パネルのせん断ひび割れ強度に関しては、梁主筋の接合部内への定着方法が影響する可能性も考えられる。

3.4 梁曲げ降伏強度及び同変形

本実験ではせん断型試験体を含め、全試験体で梁主筋の曲げ降伏が観察された。曲げ降伏時の

表3 実験結果一覧[()内は実験値を計算値で除した比]

	$K_e(t/cm)$	$v_c(kg/cm^2)$	$P_y(t)$	$R_y(rad)$	$P_{max}(t)$	$v_u(kg/cm^2)$	k	モード
CPSA-1	35.2(0.98)	42.2(0.96)	21.1(1.07)	0.010	22.9	61.0	0.124	B
PBUA	21.9(0.61)	33.4(0.76)	20.4(1.06)	0.010	22.5	60.5	0.123	B
PSSJ-1	26.6(0.73)	33.0(0.75)	21.0(1.07)	0.010	23.9	62.0	0.126	B
CPSA-2	47.0(1.20)	29.6(0.88)	23.5(1.00)	0.015	24.1	63.8	0.250	BJ
PSSJ-2	36.1(0.87)	27.8(0.83)	23.0(1.00)	0.014	26.4	72.3	0.284	BJ
PSSJ-3	38.7(0.93)	27.7(0.82)	19.4(1.04)	0.012	22.7	61.1	0.240	BJ

$K_e(t/cm)$:初期剛性(計算値には鉄筋を含めた断面2次モーメント, 接合部のせん断変形を考慮), $v_c(kg/cm^2)$:パネルのせん断ひび割れ強度(計算値: $v_c=1.6\sqrt{\sigma_B}\sqrt{1+\sigma_0/1.6\sqrt{\sigma_B}}$, σ_0 :柱軸力は18.8kg/cm²), $P_y(t)$:梁曲げ降伏荷重(梁の曲げ耐力計算値は略算式 $Mu=0.9a_t\sigma_yd$), $R_y(rad)$:同変形, $P_{max}(t)$:最大荷重, $v_u(kg/cm^2)$:最大荷重時パネルのせん断応力度, $k=v_u/\sigma_B$, モード:Bは梁曲げ降伏, BJは梁曲げ降伏後パネルのせん断破壊。

水平力については、表3に示すようにプレキャストあるいは一体打ちに係わらず、実験値は計算値とほぼ同等の値となっており、プレキャスト構造としての違いはほとんどみられない。また、曲げ降伏時の変形についてもプレキャストと一体打ちとの違いはほとんどみられず、前述の初期剛性の違いは降伏時変形には影響していない。

3.5 曲げ降伏後の荷重上昇

本実験では、各試験体とも梁端の曲げ降伏によって耐力が決定したが、曲げ降伏後、プレキャスト試験体ではやや顕著な荷重上昇が生じ、一体打ち試験体との間に違いがみられた。曲げ降伏後の荷重上昇は図3から図6の荷重変形曲線で観察できるが、層間変形角1/50のレベルで荷重上昇率(1/50レベルでの荷重を曲げ降伏時荷重で除した比、 $P_{1/50}/P_y$)についてみると次のようになる。

曲げ型試験体の $P_{1/50}/P_y$;

一体打ち(CPSA-1)=1.09, プレキャスト(PSSJ-1)=1.14, (PBUA)=1.10

せん断型試験体 $P_{1/50}/P_y$;

一体打ち(CPSA-2)=1.03, プレキャスト(PSSJ-2)=1.10, (PSSJ-3)=1.15

上記のように、プレキャスト試験体では梁主筋をスリーブ接合したPSSJ試験体において曲げ降伏後10-15%の荷重上昇が生じている。プレキャスト試験体で梁下端筋を曲げ上げ定着したPBUAの荷重上昇率は一体打ち試験体とほぼ同じであることから、スリーブ接合によるPSSJ試験体の荷重上昇は、スリーブ接合固有のものであり、その原因としては、鉄筋の曲げ降伏する区間が短くなり、その区間の鉄筋が早期に歪硬化域に入り、荷重上昇を生じさせているものと考えられる。スリーブ型試験体の上記の荷重上昇率を一体打ち試験体との比で示すと、その値は約5-10%となる。歪硬化による荷重上昇は使用する鉄筋種別によっても差が生じ、これを定量的にとらえるためには多数の実験資料が必要とされるが、スリーブ接合の場合には通常曲げ上げ定着の場合に比べて曲げ降伏後に多少の荷重上昇を生じる可能性がある点をせん断設計等において考慮しておく必要があるものと思われる。

3.6 最大強度時のパネルのせん断応力度

最大荷重、最大荷重時の接合部パネルの平均せん断応力度及びその値をコンクリート強度で除した比 k を表3に示す。曲げ型試験体の場合には $k=0.12$ 程度のため、図3及び図4にみられるように $R=1/50$ レベルでの繰り返し荷重による荷重低下も少なくほぼ良好な性状を示したが、せん断型試験体の場合には曲げ降伏後ではあるが、 $R=1/50$ レベルから繰り返し加力中にせん断破壊の様相が顕著となり荷重低下が生じた。ここで、せん断破壊型試験体において注目すべき点が2点あり、その1つは表3にみられるようにスリーブ型試験体PSSJ-2は一体打ち試験体CPSA-2に比べて荷重上昇に伴い k 値が約15%高くなっている点であり、他の1点は曲げ降伏後ではあるが k 値が0.25程度でもせん断破壊による荷重低下が生じている点である。

第1の点は、スリーブ型接合固有のものと考えられ、耐震設計において曲げ降伏後の大変形域までの性状を期待する場合には、前述のように歪硬化による影響を考慮する必要があるものと思われる。第2の点はプレキャスト固有の点ではないが、曲げ降伏後のせん断破壊による荷重低下(靱性)の問題であり、顕著な荷重低下が生じないようにするための設計用の k 値の限界値について今後検討する必要があるものと思われる。本実験では、せん断型試験体では曲げ降伏時における接合部パネルの平均せん断応力度は約 $0.21-0.25 \sigma_B$ であったが、 $R=1/50$ 以降の変形で接合部パネルの平均せん断応力度は約 $0.24-0.28 \sigma_B$ に達し、最終的にはせん断破壊した。

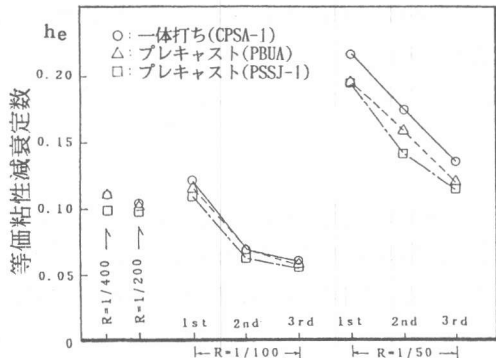


図7 等価粘性減衰定数(曲げ型試験体)

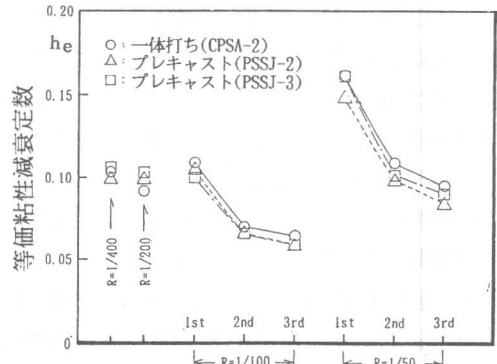


図8 等価粘性減衰定数(せん断型試験体)

4. 復元力特性とエネルギー消費特性

図3から図6に示した荷重変形曲線にみられるように、巨視的にみてプレキャスト試験体と一体打ち試験体との間に復元力特性で顕著な違いはみられなかった。また、図7及び図8に示すように荷重変形曲線から得られた等価粘性減衰定数 h_e についてもプレキャスト試験体は若干一体打ち試験体に比べて h_e が小さくなっているが、両者の間に顕著な違いはみられなかった。

5. 結び

プレキャスト構造における梁柱接合部の耐震性状に関する資料を得ることを目的として実験を行い、一体打ち構造との違いについて検討した。その結果、本実験では、プレキャスト試験体は、一体打ちに比べて；(1)初期剛性の低下が顕著に表れた、(2)接合部パネルのせん断ひび割れ強度の低下も観察された、(3)曲げ降伏時については、荷重・変形とも違いはみられなかった、(4)しかし、曲げ降伏後、スリーブ型接合のプレキャスト試験体では鉄筋の歪硬化によるものと考えられるやや顕著な荷重上昇が観察され、それに伴って接合部パネルのせん断応力度も上昇した、(5)繰返し荷重時の復元力特性及びエネルギー消費特性に関しては、違いはみられなかった。

また、プレキャスト、一体打ちとも曲げ降伏時における接合部パネルの平均せん断応力度 v_a がおおよそ $0.21-0.25 \sigma_B$ のせん断型試験体では、曲げ降伏後 $R=1/50$ レベルの変形で v_a が約 $0.24-0.28 \sigma_B$ に達し、接合部がせん断破壊した。

〔謝辞〕本研究の実験には日米共同研究プログラム(プレキャスト耐震構造システム, PRESSS)の補助を受けた。

〔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・同解説，1990。
- 2) 城内哲彦ほか；鉄筋継手を有する柱はり接合部の加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1984, 10, p.1983。
- 3) 城内哲彦ほか；はり主筋にスリーブ継手を用いたはり柱接合部の挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，1985, 10, p.575。
- 4) 伊藤勝ほか；RC積層工法に関する構造実験(その2 柱梁接合部の耐力変形性状)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1981, 10, p.1717。
- 5) 佐々木直也ほか；ラームプレハブ工法の開発，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，1990, 10, p.419。