

論文 プレキャスト型枠を用いた柱・梁接合部の力学的性状について

入澤郁雄*1・吉野次彦*2・笹谷輝勝*3

要旨：本報は、柱に口型、梁にU型の型枠兼用とした薄肉プレキャスト部材を使用した十字型柱・梁接合部の力学的性状を検討するために行った実験結果である。本工法は型枠を不要とするため、パネルゾーン部分についてもコーナー部を薄肉部材としている。試験体は梁降伏が先行するように計画した。実験の結果、梁降伏後パネルゾーンにもせん断ひびわれが発生するが、層間変形角 $R = 4/100\text{Rad}$ までの繰返しにおいても耐力低下はなく、パネルゾーンのコーナー部と後打ち部とは最終加力時まで一体であった。また、多数回の繰返しに対する復元力特性は、一体打ち試験体よりも、むしろ良好であった。

キーワード：薄肉プレキャスト型枠、柱・梁接合部、重ね継手

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造の品質の向上、施工の合理化を目的として種々の工業化工法の開発がなされている。従来のプレキャスト工法は、柱、梁をフルプレキャスト部材として製作していたため、1部材当たりの重量が大きく、また柱・梁接合部の鉄筋の収まり上から梁は2段配筋とすることが難しいなどの課題があった。この様な従来のプレキャスト工法の課題に対応するために、部材の軽量化、汎用性の拡大を狙ったプレキャスト部材を型枠兼用とする薄肉プレキャスト工法の研究開発が盛んになっている。

本実験は型枠兼用薄肉部材を用いた架構の性状を検討することと、パネルゾーンのコーナー部を薄肉部材で構成した、柱・梁交差部の性状を検討することを目的とした。

表-1 材料の機械的性質

2. 試験体

試験体形状を図-1に、使用した材料の機械的性質を表-1に示す。試験体は、梁断面を30cm×55cm、柱断面を50cm×50cmとした十字型柱・梁接合部試験体3体である。No.1は一体打ちの比較試験体であり、上下梁主筋および柱主筋を全て通し配筋し、コンクリートを横打ちに打設した試験体である。No.2,3はともに柱に口型、梁にU型の型枠兼用とした薄肉プレキャスト部材を使用し、柱主筋は柱脚部で重ね継ぎ(40d)し、梁上端筋は通し配筋とした。No.2の梁下端主筋は応力の最も大

鉄筋の素材試験結果					
試験体名	径	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	破断伸び (%)
No.1	D25	383	567	1.75×10 ⁵	22.9
	D22	378	557	1.78×10 ⁵	23.5
	D10	354	505	1.62×10 ⁵	28.0
No.3	D25	371	545	1.64×10 ⁵	23.5
	D22	391	568	1.68×10 ⁵	22.5
	D19	392	564	1.67×10 ⁵	23.9
	D10	391	552	1.68×10 ⁵	25.9
コンクリートの素材試験結果					
試験体名	打設箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	
No.1	一体打ち	25.8	2.25	1.92×10 ⁴	
No.2	PCa部	48.7	3.96	2.93×10 ⁴	
	後打ち部	25.6	2.58	2.25×10 ⁴	
No.3	PCa部	33.5	2.14	2.53×10 ⁴	
	後打ち部	23.7	1.75	2.22×10 ⁴	

*1 (株)フジタ 技術研究所 生産技術研究部、工修 (正会員)
 *2 (株)フジタ 技術研究所 生産技術研究部主任研究員、(正会員)
 *3 (株)フジタ 技術研究所 生産技術研究部主任研究員、工修 (正会員)

きい位置で全数重ね継ぎ(35d)とした。No.3の梁下端主筋は2段配筋とし、1段目を柱・梁接合部内で折り曲げ定着し、2段筋を通し配筋とした。

No.2,3の製作手順は口型柱およびU型梁を作製した後、実施物件と同じ手順で下層柱、U型梁、上層柱の順に組み立て、内部に後打ちコンクリートを打設して製作した。なお、口型部材、U型部材とも回転式型枠を用いて流し込み方式でコンクリートを打設し、表面をハケ引き仕上げとした。

本工法の特徴は後打ち部に必要な型枠を全てなくしたことである。従って、図-1に示すように口型の薄肉プレキャスト部材のうち柱・梁交差部のコーナー部分も薄肉部材とした。No.2はパネルゾーン部分のせん断補強筋を先付けして製作した。No.3は2段配筋で、下端主筋のうち下段筋がU型部材から突出しているのので、図-1に示すようにパネルゾーン部分の帯筋を8分割し、U型梁を設置した後、口型に組み合わせた。なお、コンクリート強度の目標値はプレキャスト部 38N/mm^2 、後打ち部 24N/mm^2 としたが各試験体を別々に製作したため、多少誤差が生じた。

3. 実験方法

実験は一定軸力 ($\sigma_0 = 2.94\text{N/mm}^2$) を柱に載荷した後、梁両端に逆対称の荷重を加え、各部の変形および鉄筋のひずみ量を測定した。

荷重の制御は、柱支持点位置に取り付けた十字型ゲージホルダーと梁の載荷位置での相対変位を測定し、左右の変位が同じになるように行った。加力は一体打ち試験体(No.1)を最初に行ない、ひびわれ発生 (δ_{cr}) までは荷重制御とし、それ以降は変位制御とした。No.2,3はひびわれ発生で除荷した後、No.1と同一の変位で変位制御を行なった。各試験体とも層間変形角 $R=4/100\text{rad}$ まで変形を与えた後加力を終了した。

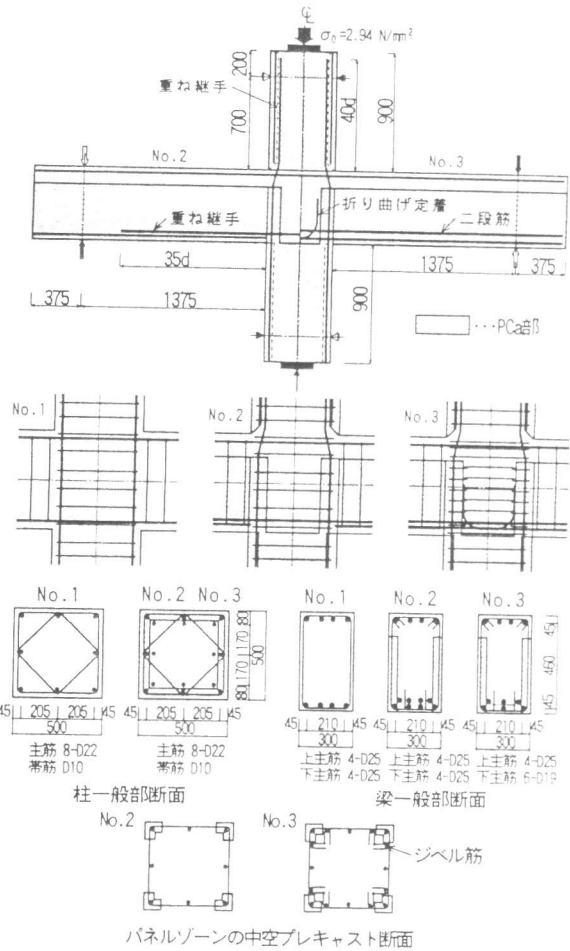


図-1 試験体形状

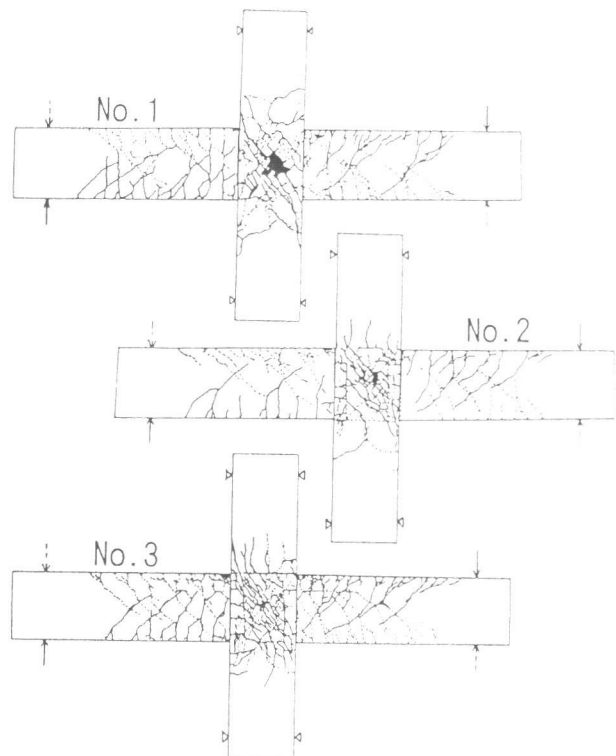


図-2 最終荷重時のひびわれ発生状況

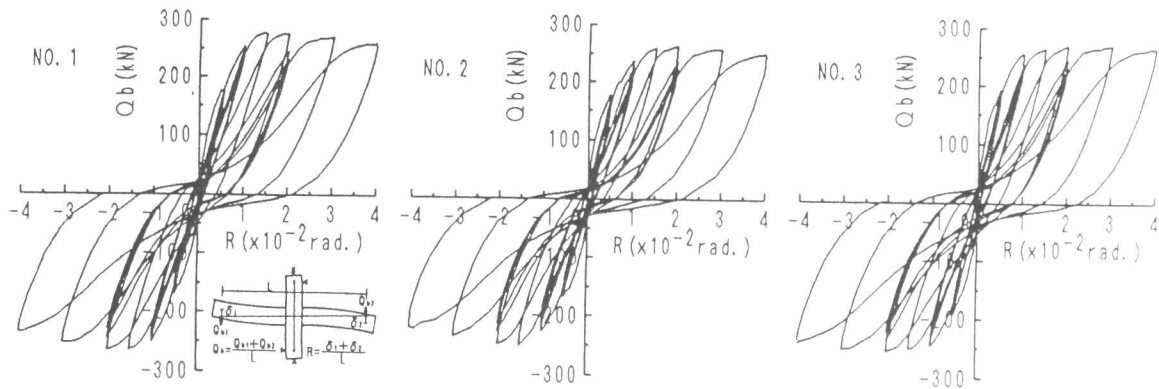


図-3 荷重変形曲線

4. 実験結果および考察

4.1 ひびわれおよび破壊状況

図-2に加力終了後のひびわれ発生状況を示す。3体とも初ひびわれは梁付け根に曲げひびわれが発生した後、繰り返しの増加とともに、梁の加力位置の方向に向ってひびわれの本数が増加した。しかし、梁のひびわれ幅は、梁付け根部分が大きくなり、部分的に圧壊したが、その他のひびわれ幅は余り大きくなかった。また、NO.2,3はU型部材を用いているため、梁の材軸方向に打ち継ぎがあるが、ひびわれの発生状況は一体打ちのNO.1とほぼ同じであり、打ち継ぎ部で不連続となることはなく、U型部材が剥離するようなこともなかった。一方、パネルゾーンのひびわれは、第2ループ (δ_v) の加力中にパネルゾーンを斜めに横切るように発生した。パネルゾーンの初期ひびわれ発生荷重は3体ともほぼ同じであり、コンクリート強度に対して、 $c_r \tau_p / F_c = 0.156 \sim 0.168$ であった。ひびわれの特長としては、一体打ちとしたNO.1は繰り返しの増加とともに、パネルゾーン中央部の斜めひび割れ幅が大きくなり、 $R=3/100\text{rad.}$ の繰り返しから、かぶりコンクリートが一部剥落し始めた。NO.2,3試験体は、パネルゾーンのコーナー部が薄肉のプレキャストで、パネルゾーンの表面に縦方向の打ち継ぎ部がある。したがって、斜めひびわれは最初コンクリート強度の低い後打ち部に発生するが、荷重の増加とともにコーナーのプレキャスト部分にも進展し、柱幅全体に斜めひびわれが発生した。NO.2,3もパネルゾーン中央部のかぶりコンクリートが一部剥落したが、これは最終加力時であり、剥落の程度もNO.1よりも軽微であった。また、最終加力時まで、コーナー部の薄肉部が剥離する事はなく、NO.1の試験体に比べて個々の斜めひびわれ幅も小さかった。NO.2,3は薄肉部のコンクリート強度が高く、この薄肉部にせん断補強筋を取り付けているため中央部コンクリートのひびわれを抑制する効果があったと考えられる。なお、層間部材角 $R=4/100\text{rad.}$ まで変形を加えた後最終加力としたが、この時点で3体とも著しい耐力低下は見られなかった。なお、NO.2,3の柱は口型部材で構成されているが、柱脚、柱頭とも口型部材が圧壊することはなかった。

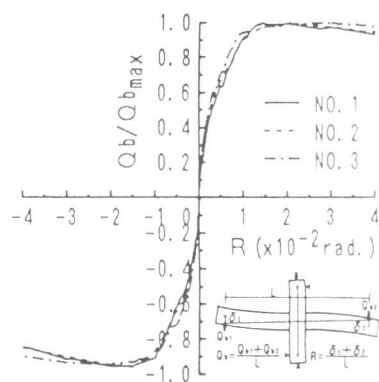


図-4 包絡線

4.2 耐力および変形性状

実験結果の一覧を表-2に、また、荷重変形曲線および3体の包絡線を図-3、4に、パネル

表-2 実験結果と計算値の比較

試験体	梁主筋降伏時梁荷重			最大梁荷重			パネル応力				
	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実/計	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実/計	ひびわれ時 $c_r\tau$ (N/mm ²)	$c_r\tau/F_c$	最大荷重時 $p\tau$ (N/mm ²)	$p\tau/F_c$	
No.1	上端引張時	252	256	0.98	273	265	1.03	4.02	0.156	6.33	0.245
	下端引張時	252	256	0.98	283	265	1.07				
No.2	上端引張時	256	247	1.04	285	256	1.11	4.31	0.168	6.49	0.254
	下端引張時	240	234	1.03	245	242	1.01				
No.3	上端引張時	256	246	1.04	292	260	1.12	3.97	0.167	6.37	0.269
	下端引張時	227	218	1.04	253	230	1.10				

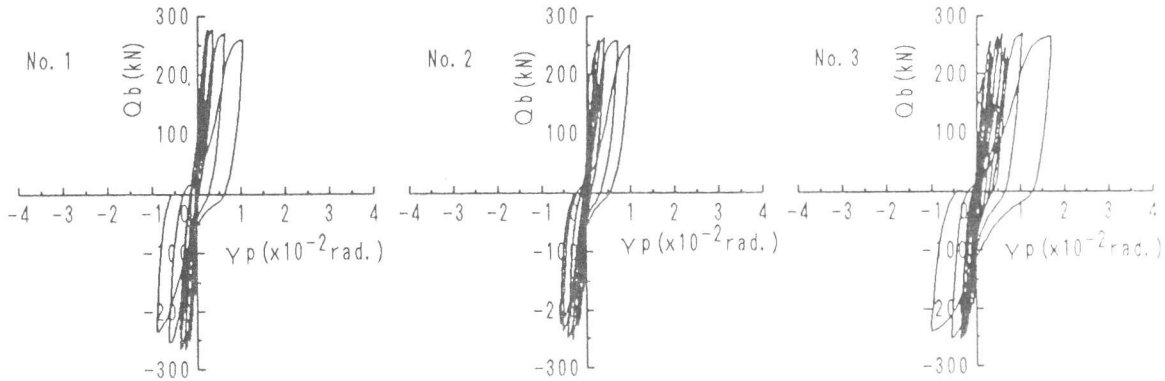


図-5 パネルゾーンの荷重変形角曲線

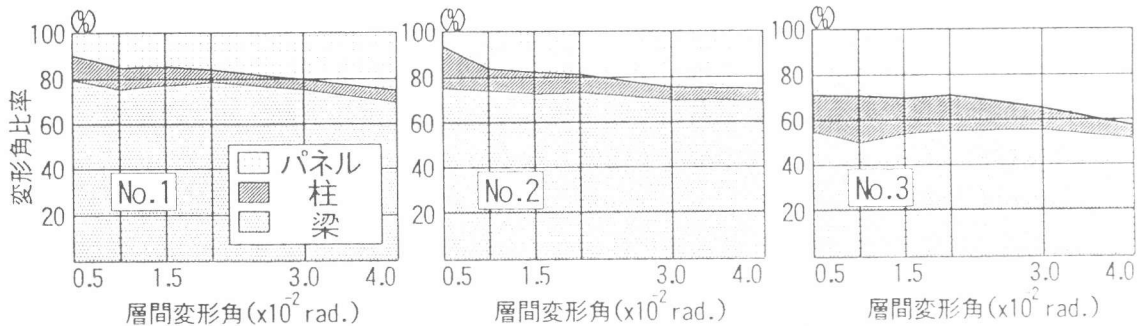


図-6 変形角比率

ゾーンの荷重変形曲線を図-5に示す。また全層間変形角に占める梁、柱およびパネルゾーンの変形の割合を図-6に示す。本実験では、柱は降伏しないように設計したため、表-2には柱の値を掲載しなかった。梁下端主筋は3体とも位置が異なるため、梁の耐力計算値（e関数法による）がそれぞれ異なっているが、降伏荷重の実験値は計算値に対して0.98~1.04、最大荷重は1.03~1.12で、実験値は計算値と良く一致している。NO.2は柱付け根位置で梁下端主筋を全数重ね継手したもの、NO.3は折り曲げ定着と通し配筋との併用であるが、一体打ちを対象とした計算式で評価できた。

最大荷重時のパネルゾーンのせん断応力（ $p\tau$ ）は6.33~6.49 N/mm²であった。なお、本試験体は3体とも梁降伏しており、本実験結果がパネルゾーンの最大耐力ではないが、最大荷重時のせん断応力はNO.1が0.245 F_c 、NO.2,3がそれぞれ、0.254 F_c 、0.269 F_c であった。

図-3に示すように、変形性状は3体ともほぼ同じである。図-4の包絡線で示すように、最終加力時の耐力は最大耐力に対して、NO.1が正加力時0.95、負加力時0.87であるが、NO.3は正加力時0.97、負加力時0.95であり、薄肉プレキャスト部材を型枠兼用として用いた試験体の方が耐力低下の割合が小さかった。

図-5はパネルゾーンの荷重変形曲線である。NO.2は、層間変形角 $R=2/100$ rad.まではパネルの変形角が $0.5/100$ rad.以下であり、NO.1と比較して変形量が少なく、良好な性状である。NO.3は $R=3/100$ rad.以降やや増加している。

また、全層間変形角に占める梁、柱およびパネルゾーンの変形の比率分布を図-6に示す。NO.1,2の変形角比率分布はほとんど同じであり、最終段階でもパネルゾーンの変形は全体の20%である。NO.3はパネルゾーンの変形の割合がやや多く、層間変形角 $R=0.5/100$ rad.の時点で全体の28%を占め、最終段階では全体の38%を占めている。NO.3はPCa部、後打ち部とも、他の2体よりもコンクリート強度が小さい。このため、 $\rho_t/F_c=0.269$ で、 F_c に対する比率はNO.1に対しては10%、NO.2に対しては6%大きい。NO.3のパネルゾーンの変形が大きい理由として、 ρ_t/F_c も一つの要因であると考えられる。

4.3 ひずみ分布

図-7に、梁下端主筋を通し配筋したNO.1および梁下端主筋を応力の最も大きい位置で全数重ね継ぎしたNO.2の正加力時の梁下端筋のひずみ分布を示す。NO.1,2とも層間部材角 $R=1.0/100$ rad.までは弾性範囲であるが、 $R=1.5/100$ rad.の荷重階で降伏ひずみを越えており、左右の梁でほぼ同等の傾向であった。通し筋としたNO.1と比較して、NO.2の梁下端主筋の重ね継ぎ手部の鉄筋ひずみ分布は、重ね継ぎ手部の2本の鉄筋のひずみを足し合わせたものとNO.1の通し筋に発生している鉄筋のひずみとは、ほぼ同等となることから、重ね継ぎ手によく応力が伝達されていることが分かる。

図-8にパネルゾーンのせん断補強筋のひずみ分布の一例を示す。パネルゾーンのひずみ分布は3体ともほぼ同じ傾向であっ

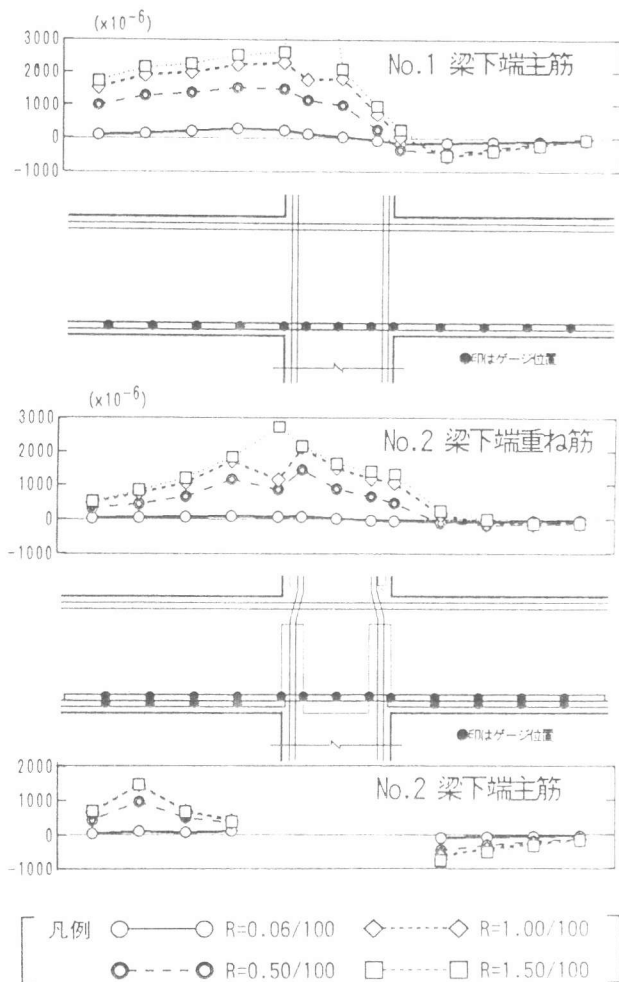


図-7 梁下端主筋のひずみ分布

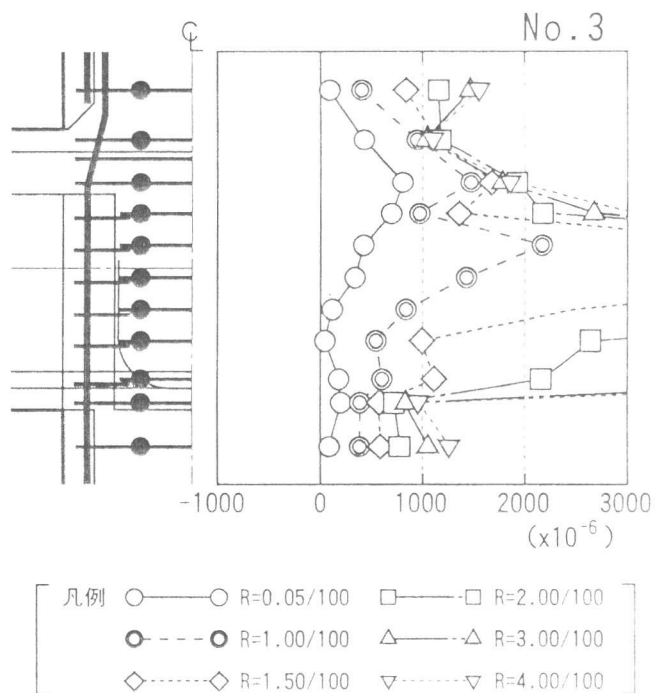


図-8 せん断補強筋のひずみ分布

たので、変形角の大きいNO.3について示した。パネルゾーン部分のせん断補強筋のひずみは、層間部材角 $R=1.5/100\text{rad}$ までは弾性範囲であるが、 $R=2/100\text{rad}$ 以降で中央部の補強筋が降伏ひずみを越えている。これらのことから、NO.2,3のパネルゾーン内のせん断補強筋が有効に作用していたと考えられる。

4.4 パネルゾーンの性状

NO.2,3試験体のパネルゾーンは、図-1に示すようにコーナー部をL型のプレキャスト部材で四隅を囲むように形成されている。また、コーナー部のプレキャスト部材内にせん断補強筋が取り付けられている。

後打ち部は一体打(NO.1)と同じコンクリートであり、これに対して、NO.2,3のコーナー部はコンクリート強度が高く、補強筋もコーナー部に取り付けている。したがって、コーナー部が後打ち部のひびわれの進展を抑制し、コンクリートの剥離を見かけ上拘束している。そのため、パネルゾーンの拘束効果が大きく、一体打ちの場合と比較してひびわれ性状、変形性状が良好となったと考えられる。

なお、本実験からせん断補強筋の形状の違いを定量的に検討することは出来なかった。しかし、パネルゾーンのせん断補強筋のひずみ分布は、NO.2,3とほぼ同じ傾向であり、いずれも中央部は降伏していることから、NO.3のような補強方法でも実用の可能性があると考えられる。

5. まとめ

本実験の結果から以下のようなことがわかった。

- 1) ロ型柱とU型梁の型枠兼用部材に後打ちコンクリートを打設して一体とした柱・梁接合部の性状は、多数回の繰り返し加力を行っても、一体打ちの場合と全く差がなく、じん性に富んだ復元力特性が得られる。
- 2) U型の型枠兼用部材を用い、主筋を応力の最も大きい位置で重ね継ぎ手した梁および折り曲げ定着と通し配筋を併用した梁のいずれも一体打ちを対象とした耐力の計算値で良く評価できる。
- 3) パネルゾーンのコーナー部を型枠兼用の薄肉で構成し、せん断補強筋を先付けした場合、せん断ひびわれが発生してもコーナー部の薄肉部分が剥離するようなことはなく、ひびわれ発生状況は一体打ちの場合よりも軽微であった。また、パネルゾーン部分のせん断補強筋のひずみ分布より、層間変形角 $3/100\text{rad}$ 以降で一部降伏ひずみを越えるものもあることから、せん断補強筋が有効に作用していたと考えられる。

参考文献

- 1) 笹谷輝勝、吉野次彦、入澤郁雄：プレキャスト型枠を用いた梁の力学的性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 Vol.17, No.2 pp.219~224 1995,6
- 2) 入澤郁雄、吉野次彦：U型部材内における主筋の重ね継ぎ性状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.975~976, 1994.9
- 3) 入澤郁雄、吉野次彦、内田伸二：中空プレキャスト柱の力学的性状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.451~452, 1995.8