シアキーがなく接合幅をもつ PCa 構造接合部のせん断挙動と耐力評価に関する研究

STUDY ON SHEAR BEHAVIOUR AND TRANSFER CAPACITY IN PLAIN PRECAST CONCRETE CONNECTION WITH DIFFERENT WIDTHS

齊 焯*, 榎谷 榮次**, 水上 明***, 謝 爽****

Wei QI, Eiji MAKITANI, Akira MIZUKAMI
and Shuang XIE

Concrete connection specimens subjected to positive-negative cyclic loading were experimentally investigated in order to research their shear transfer mechanism on the effect of different connection width. Parameters among specimens are varied in different connection width, dowel reinforcement diameter, compressive strength of joint mortar and friction along connection interface. Test results, including load-displacement curves, failure state, stress distribution along dowel reinforcement, indicated that concrete and dowel reinforcement reached their plastic ability at relative slip displacement $\delta_s=2\text{mm}$, and shear force at slip displacement 2mm was conducted by dowel action of connection reinforcement and the capacity of joint mortar due to the friction force along connection interface. Formula of shear transfer capacity was proposed considering bearing pressure capacity and shear friction capacity using plastic dowel and compressive strut resistance mechanisms. The experimental data was compared with proposed shear transfer formula. It was concluded that the formula gave a good prediction for experimental results.

Keywords : connection width, dowel effect, compressive strut mechanisms, slip displacement

接合幅, ダウエル作用, 圧縮ストラット機構, すべり変位

1. 序

プレキャスト鉄筋コンクリート(以降, PCa 構造)は, 接合部の保有耐力により, 建物の耐震性能が大きく左右される。現在, PCa 造の広範囲における構造規定は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(文献¹⁾)に準拠しており, 接合部の設計に至っては「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説」(文献²⁾)により詳細が定められている。しかし, 同設計規準に定められた鉛直接合部基準式は *M attack* のせん断摩擦理論(文献³⁾)に基づいており, またその他の接合部せん断耐力は, *Jensen* の降伏線理論(文献⁴⁾、そして修正 *Mohr-Coulomb* の破壊基準(文献¹⁹⁾)より解析されている。これらの評価式では, 実際の PCa 造の施工に必要とされる「接合幅」による影響因子が考慮されていない。また, 様々な接合幅を有する場合には, その都度, 壁一壁接合部や梁一梁接合部を含む部材実験によって確認されているのが現状である。本研究は, 接合幅を変化させた接合部をもつ PCa 要素試験体を用いて直接せん断実験を行い, 接合筋と接合幅が接合部耐力に及ぼす影響に関して調べることを目的とした。得られた実験結果に対して, 支圧抵抗メカニズムに基づいた接合筋のダウエル効果と接合部に形成される圧縮ストラットモデルから導かれたせん断伝達能力評価式を用いて検証した。以下に研究成果を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

本研究に用いた試験体は, 図1に示すように, 架構式、壁式を問わない PCa 構造における鉛直接合部を応力伝達要素として局部的に想定したもので, 試験体の中央部にモルタルと接合筋で 30、40、60、100、120、160、200mm の幅を有する接合部を構成し, 2ユニットの PCa 部材で挟む形とした。また, 接合幅 0mm として PCa—RC 造試験体とも比較している。今回の実験で使用した接合筋はせん断抵抗を単純化するため, 通し鉄筋としている。また, 接合筋径に対する定着長さの影響をなくす為, 接合筋末端に定着ワッシャーと鉄筋ネジで固定した。試験体作成方法として, 先に接合筋を2ユニットの PCa 部に渡して配筋し, ユニット部に主筋 4-D16 (SD785) とせん断補強筋 D13(SD785)@50mm で補強し, また加力治具固定用に PC 鋼棒 17φ を埋め込み, PCa 部に 30MPa のコンクリートを打設した。養生脱型した後, 一部の試験体は接合境界面に摩擦抵抗をなくすために接合面に厚さ 0.3mm のテフロンシートを貼って, 接合部にモルタルを打設した。製作した試験体は 46 体とし, 変動要因は, 表1に示すように, 接合幅、接合筋径、本数、接合部モルタルの圧縮強度および摩擦の有無とした。

本論文の一部は, 文献(10), (11)に発表したものである

* 関東学院大学大学院工学研究科建築学専攻 工修

** 関東学院大学工学部建築学科 教授・工博

*** (株)八洋コンサルタント技術センター 工修

**** 千葉工業大学工学部土木学科 助手・工博

Graduate Student, Dept. of Arch., Grad., School of Eng., Kanto-Gakuin University, M. Eng.

Prof., Department of Architecture, Faculty of Engineering, Kanto-Gakuin University, Dr. Eng.

Hachiyo Consultant Corporation, M. Eng.

Research Assoc., Chiba Institute of Technology, Dr. Eng.

図1 試験体及び計測方法

表1 試験体一覧表

No	試験体名	変動要因		No	試験体名	変動要因			
		接合幅 (mm)	接合筋			接合面摩 擦力	接合幅 (mm)	接合筋	接合面摩 擦力
1	JPC00-19×4-30	0	D19×4	なし	24	JPC200-16×2-30	200	D16×2	なし
2	JPC30-19×4-30	30			25	PX00-19×4-30	0		
3	JPC90-19×4-30	90			26	PX15-19×4-30	15		
4	JPC00-19×2-30	0			27	PX30-19×4-30	30		
5	JPC30-19×2-30	30	D19×2	有り	28	PX60-19×4-30	60	D19×4	有り
6	JPC90-19×2-30	90			29	PX120-19×4-30	120		
7	JPC00-19×2-40	0			30	PT00-19×4-30	0		
8	JPC30-19×2-40	30			31	PT15-19×4-30	15		
9	JPC90-19×2-40	90	D10×2	なし	32	PT30-19×4-30	30	D19×2	なし
10	JPC00-10×2-30	0			33	PT60-19×4-30	60		
11	JPC30-10×2-30	30			34	PT120-19×4-30	120		
12	JPC60-10×2-30	60			35	PX00-19×2-30	0		
13	JPC120-10×2-30	120	D13×2	なし	36	PX40-19×2-30	40	D19×2	有り
14	JPC200-10×2-30	200			37	PX60-19×2-30	60		
15	JPC00-13×2-30	0			38	PX100-19×2-30	100		
16	JPC30-13×2-30	30			39	PX160-19×2-30	160		
17	JPC60-13×2-30	60	D16×2	なし	40	PX200-19×2-30	200	D19×2	なし
18	JPC120-13×2-30	120			41	PT00-19×2-30	0		
19	JPC200-13×2-30	200			42	PT40-19×2-30	40		
20	JPC00-16×2-30	0			43	PT60-19×2-30	60		
21	JPC30-16×2-30	30	D16×2	なし	44	PT100-19×2-30	100	D19×2	なし
22	JPC60-16×2-30	60			45	PT160-19×2-30	160		
23	JPC120-16×2-30	120			46	PT200-19×2-30	200		

2.2 加力方法と測定方法

加力方法は、図2に示すように試験体を垂直に設置し、試験体のPCa部に埋め込んだPC鋼棒によって、水平方向から接合部の中心線上に、押し引き用のオイルジャッキを用いてせん断力を与えるS型加力方式で行う。試験体を設置したときに使用した鉛直方向のジャッキは実験中に接合面に垂直方向に外力を作用させないようにした。加力スケジュールは、No1~No34試験体は、変位制御により、相対すべり変位(以降、すべり変位と呼ぶ)±0.5,1,2,4,6,8,10,12mmの8サイクルに+15mmの押し切りを加えた変位制御の正負交番繰返し载荷とした(一部の試験体では終局変形を+12mmまで制御した)。No35~No46試験体は、一方向単調水平力を加えて、15mmまで変位制御し载荷した。

測定方法は、図1に示すように、2つのPCa部に設置した高感度変位計によってPCa部材間のすべり変位を測定し、それぞれの平均を2つのPCa部の相対すべり変位 δ とする。また、荷重は加力用

のオイルジャッキに取り付けた1MNロードセルによって測定し、接合筋両面に貼付したワイヤーストレインゲージによって接合面近傍における接合筋各部のひずみを測定する(間隔は図1に示す)。

図2 加力装置図

2.3 材料性状

試験体に使用したPCa部コンクリート、接合部モルタルの材料性状を表2に示した。ここで、Ecはコンクリート圧縮強度の1/4の応力度とひずみによって算定した。接合筋の材料性状を表3に示す。

表2 コンクリート材料性状

No	PCa部コンクリート			接合部モルタル			No	PCa部コンクリート			接合部モルタル		
	σ_B	Ec	Ft	σ_B	Ec	Ft		σ_B	Ec	Ft	σ_B	Ec	Ft
1	24.5	20.6	2.3	—	—	—	24	34.7	25.6	3.0	44.0	23.8	3.4
2	24.8	20.5	2.38	32.0	22.0	2.12	25	27.5	20.9	2.36	—	—	—
3	24.7	22.4	2.33	32.2	21.4	2.21	26	23.7	24.4	1.67	42.7	23.6	1.8
4	29.9	23.8	2.72	—	—	—	27	24.3	26.3	1.66	45.8	23.8	2.9
5	33.4	26.3	3.13	42.9	21.3	2.94	28	25.9	25.4	2.25	32.1	22.4	2.9
6	33.0	36.2	3.17	37.2	23.4	2.1	29	24.1	24.6	1.67	30.2	22.7	1.9
7	45.1	23.8	3.64	—	—	—	30	27.5	20.9	2.36	—	—	—
8	47.2	21.9	3.54	47.4	21.8	2.82	31	23.3	24.4	1.67	47.2	22.4	1.4
9	49.4	21.7	3.4	47.4	19.1	3.4	32	24.3	26.3	1.66	45.8	23.7	2.9
10	27.8	25.4	2.1	38.8	25.3	3.3	33	25.9	25.4	2.25	42.7	21.4	1.9
11	29.1	25.6	2.3	33.4	22.6	3.2	34	24.1	24.6	1.67	37.8	23.7	3.6
12	28.4	25.6	2.1	36	20.7	3.2	35	41.6	20.8	2.4	43.4	22.3	2.5
13	34.7	25.6	3.0	44.0	23.8	3.4	36	42.6	21.7	2.71	39.1	23.3	1.8
14	34.7	25.6	3.0	44.0	23.8	3.4	37	41.6	21.4	2.43	39.1	22.9	1.8
15	27.8	25.4	2.1	38.8	25.3	3.3	38	38.3	22.1	2.6	40.8	—	3.2
16	29.1	25.6	2.3	33.4	22.6	3.2	39	38.9	20.3	3.0	40.8	21.5	3.2
17	28.4	25.6	2.1	36	20.7	3.2	40	41.6	21.6	2.4	39.1	20.2	1.8
18	34.7	25.6	3.0	44.0	23.8	3.4	41	32.8	20.8	2.5	37.2	22.3	2.3
19	34.7	25.6	3.0	44.0	23.8	3.4	42	33.3	21.7	2.1	37.3	23.3	1.7
20	27.8	25.4	2.1	38.8	25.3	3.3	43	39.7	21.4	2.1	37.3	22.9	1.7
21	29.1	25.6	2.3	33.4	22.6	3.2	44	38.9	22.1	3.0	40.8	20.7	3.2
22	28.4	25.6	2.1	36	20.7	3.2	45	38.3	20.3	2.6	40.8	21.6	3.2
23	34.7	25.6	3.0	44.0	23.8	3.4	46	33.3	21.6	2.1	37.3	20.2	1.7

σ_B : 圧縮強度 (N/mm²), Ec: ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm²), Ft: 割裂強度 (N/mm²)

表3 鉄筋の機械的性質

No	種類	σ_y	σ_u	Ey	No	種類	σ_y	σ_u	Ey
No1 - No9	D19	393.1	593.6	195.4	No20-No24	D16	371.0	595.0	194.8
No10-No14	D10	367.4	541.4	199.9	No25-No34	D19	392.8	549.8	194.2
No15-No19	D13	373.1	526.6	199.4	No35-No46	D19	405.2	558.3	217.1

σ_y : 降伏強度 (N/mm²), σ_u : 引張強度 (N/mm²), Ey: ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm²)

3. 実験結果

3.1 ひび割れ性状と破壊性状

テフロンシートを施している試験体では、図3に示すように、加力初期より初ひび割れが接合部両側の接合面に沿って生じた。接合幅が大きくなるにしたがって、初ひび割れ発生時の荷重が低くなる。その後接合面に沿ってすべり変位が増大し、ジョイントコンクリート部に縦方向のひび割れが発生した。これは、接合筋直下において接合面と塑性ヒンジ間のコンクリートに生じる支圧抵抗でPCa部材間のせん断伝達が行われると考えられる。テフロンシートを施していない試験体では、接合幅がゼロ及び小さい試験体には、接合部片面に初ひび割れ発生した(一面せん断)に対して、接合幅が大きい試験体には、初ひび割れが接合部両側で接合面に沿って同時に発生した(二面せん断)(表4に示す)。その後、接合部に斜めひび割

テフロンシートを施している試験体 JPC120-16×2-30 破壊性状
 テフロンシートを施していない試験体 JPC90-19×2-30 破壊性状

図3 試験体の破壊性状図

れも発生していると同時に、一面せん断を生じた一部の試験体を除くと、殆どの試験体において接合部両側の接合面に沿ってひび割れが進展することが見受けられる。これはせん断抵抗が鉄筋のダウエル抵抗と接合筋の引っ張り力によって接合部に作用する圧縮摩擦抵抗(接合筋によるせん断摩擦抵抗と呼ぶ)でせん断抵抗が行われていると考えられる。

3.2 荷重-変位曲線

テフロンシートを貼って接合界面に摩擦が生じないようにした試験体では、図4に示すように、加力初期より滑らかなせん断伝達とすべり変位の増大が見られるが、すべり変位の増大によって耐力が緩やかに上昇して、急激な耐力低下が見られずに最大変位に達する。殆どの試験体は滑り変位 2mm までに接合筋が降伏する。テフロンシートを施していない試験体では、図5に示すように、接合界面のコンクリートの付着抵抗によって、加力開始後、滑り変形の進行は見られず、ほぼ荷重軸に沿って耐力上昇を続けているが、コンクリート界面の付着摩擦が失われるとすべりが進行し、耐力が急激に低下し、その後再び耐力が徐々に増大し、最大変位に達する。接合筋の降伏は、すべり変位 2mm までに確認されている。鉄筋の降伏変形の進行によって、一部の試験体では、すべり変位 2mm 近傍で接合筋沿いに生じた接合部割裂ひび割れと同時に耐力低下が記録されている。各試験体では、接合幅の違いによって、各試験体の最大耐力が変化するが、荷重-変位曲線の履歴はほぼ同様な傾向を示すことが認められる。

図4 テフロンシートを施している試験体の荷重-変位曲線

図5 テフロンシートを施していない試験体の荷重-変位曲線

3.3 接合筋における応力状況

接合筋の裏および表に貼り付けたゲージによって鉄筋のひずみ変化を測定した。ここで、各測定点における表裏ひずみの和の平均を軸力によるひずみ、差の 1/2 を曲げによるひずみとして弾性範囲において換算を行った。接合筋を受ける軸力と曲げモーメントは下式に示した。

$$N = \frac{(\sigma_{表} + \sigma_{裏})}{2} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (\text{弾性軸方向力}) \quad (1)$$

$$M = \frac{(\sigma_{表} - \sigma_{裏})}{2} \cdot \frac{\pi \cdot d^3}{32} \quad (\text{弾性曲げモーメント}) \quad (2)$$

各試験体の接合面近傍では、加力初期より鉄筋の曲げモーメント、軸力が同時に作用している、図6に示すように、同じ接合筋 (2×D13) をもつ二体の試験体、接合幅が小さい場合 (図6の左側に示すように、接合幅 60mm) では、PCa 部に U 字状の曲げモーメント分布を生じ、接合部を挟んで左右 PCa 部 (左図の①, ②) の曲げモーメントが極大となる点が存在している。接合幅が大きい場合 (図7右図に示すように、接合幅 120mm) では、PCa 部、接合部ともに非対称の S 字状の曲げモーメント分布を示し、両接合部を挟んで 4 箇所 (右図の①, ②, ③, ④) で曲げモーメントが極大となる点が存在している。これらモーメントが極大になる点で降伏ひずみ以降に塑性ヒンジが形成されると考えられる。同時に軸力は曲げモーメントが大きい時に大きな引張り力を受けていることが確認された。接合筋に D13 用いた試験体について、接合幅 0, 30, 60, 120, 200mm 試験体 (No.15~19) の軸力を見ると、それぞれ 37.4, 13.4, 8.4, 19.6, 11.3 kN と発現した。接合筋径に関して、接合筋径が太径になるにつれて、その最大曲げモーメント部は接合境界面より離れていくのが判る。接合筋の降伏時に生じる接合界面からヒンジ部までの距離は接合筋径に比例しており、この事実は、既往の論文^(文献7)でも報告されている。

接合幅小さい場合 (Lj=60mm) 接合幅が大きい場合 (Lj=120mm)

図6 接合筋における曲げモーメントと軸力分布

3.4 すべり変位 2mm 時のせん断耐力および最大せん断耐力

テフロンシートを施している試験体に対して、摩擦が生じないため、せん断抵抗は接合筋のダウエル抵抗のみで行われている。接合筋のダウエル抵抗は、滑り変位がある程度以上になると、耐力を十分に発揮する抵抗特性を示す。接合部の滑り変位に対して、既往の

文献^(文献¹³⁾)によると、プレキャスト梁・柱・耐震壁の実験によって、限界変位時(柱は最大耐力時、梁は $R=1/50$ 、耐震壁は $R=1/200$ 時)に生じるプレキャスト接合部の滑り変位は最大1~2mmで、部材全体変形に及ぼす影響は極めて小さいことが報告されている。これより、接合部の滑り変位は最大2mmで接合部のせん断抵抗を評価することが望ましいと考えられる。一方、接合幅の存在により(特に接合幅大きい場合、接合筋は4個所で塑性ヒンジが形成された時)、接合部両側に一面また二面でせん断破壊を発生する可能性がある。従って、滑り変位によってせん断抵抗の評価が難しくなる。ここで、表4に示すように、多数の試験体は滑り変位2mm以内に接合筋が降伏して、その後、塑性ヒンジが形成されることによって、鉄筋のダウエル抵抗が十分に発揮される意味で、接合幅と関係なく、また材料強度・部材寸法にも依存せず、従来の2mm時の耐力を対象として、せん断抵抗評価が行われた。

表4 実験結果一覧表

NO	降伏時		2mm時 耐力 (KN)	すべり面	NO	降伏時		2mm時 耐力 (KN)	すべり面
	荷重 (KN)	変位 (mm)				荷重 (KN)	変位 (mm)		
1	113.7	0.41	121.5	一面	24	35.5	2.41	31.3	二面
2	78.4	0.52	84.3	二面	25	217.5	0.37	200.9	一面
3	69.6	2.10	74.5	二面	26	196.8	0.65	184.2	二面
4	175.4	1.10	184.8	一面	27	177.3	1.14	178.4	二面
5	113.7	1.03	115.4	二面	28	208.6	0.59	198.0	一面
6	118.6	2.10	118.6	二面	29	227.3	0.92	220.4	二面
7	123.5	1.47	208.4	一面	30	146.8	1.76	161.7	一面
8	124.5	1.90	125.5	二面	31	96.9	1.58	104.4	二面
9	118.6	1.80	127.5	二面	32	84.7	1.34	95.1	二面
10	—	—	29.0	一面	33	112.3	0.81	114.7	二面
11	12.9	0.92	18.7	二面	34	135.9	1.89	138.6	一面
12	16.7	1.22	17.3	二面	35	134.2	0.94	116.6	二面
13	16.9	0.58	18.7	二面	36	102.4	0.32	90.2	二面
14	18.2	3.14	16.3	一面	37	107.7	0.63	94.6	二面
15	31	0.81	41.3	二面	38	124.6	0.21	100.5	二面
16	25.6	0.41	26.1	二面	39	129.7	0.79	118.6	一面
17	13.3	2.35	28.2	二面	40	157.2	0.48	128.4	二面
18	38.4	1.81	39.9	二面	41	80.2	1.84	90.7	二面
19	29.5	1.34	27.7	二面	42	50.7	1.18	51.9	二面
20	36.4	0.60	62.0	一面	43	51.8	1.47	45.1	二面
21	14.8	1.16	23.2	二面	44	72.9	0.57	52.4	二面
22	30.5	0.57	33.9	二面	45	59.2	1.94	74.5	二面
23	30.5	0.32	46.9	二面	46	77.1	0.54	86.2	二面

また、テフロンシートを施している試験体に対して、接合筋とコンクリートの組み合わせ抵抗を考慮して、せん断耐力 τ_d を $\sqrt{(\sigma_{By} \cdot \sigma_y)}$ で除して無次元化して評価を行う。図7に示すように、同一接合筋径を持つ試験体では、接合幅の違いによって、せん断耐力も変動する。変動曲線が概ねUかJ字形になって、U字型分布の場合、接合幅が大きくなると、接合幅0の試験体の一面せん断耐力まで復元する傾向が見られる。曲線のトロー(谷部)に相当する位置も接合筋直径の違いによって異なる。この位置は、接合筋(D10、D13、D16)では接合幅30mmで生じ、又接合筋D19では接合幅60mmで生じていることから、接合幅と接合筋径の組み合わせによって抵抗メカニズムの違いが存在するのではないかと推測される。

4. 結果解析と考察

4.1 せん断抵抗機構

シアキーのないPCa接合部のせん断抵抗要素として、①接合部に新旧コンクリート間の付着抵抗、②接合筋のダウエル抵抗、③接合筋によるせん断摩擦抵抗の3つの抵抗要素を考える。接合筋のダウエル抵抗は、滑り変位がある程度以上になると、耐力を十分に発揮する抵抗特性に対して、コンクリート間の付着抵抗が微小変位で強度を発揮する脆性的な抵抗特性もある。また、コンクリート間の付

図7 変位2mm時にせん断応力 τ_d と接合幅 L_j の関係

着抵抗と接合筋による摩擦抵抗は、すべりが発生する時の静態摩擦とすべりが進行する時の動態摩擦と分けて考え、実験結果によると、シアキーのない試験体に対して、すべり発生以降の動態摩擦力(接合筋のせん断摩擦力)は静態摩擦力(コンクリート間の付着力)と比べると、ある程度は低下するが、大きな差がないことから、動静態摩擦力は等しいと考える。ここで、鉄筋のダウエル作用が十分に発揮されることを考慮し、すべり2mm時の耐力を対象として解析する。そのため、シアキーのない試験体の抵抗機構は、図8に示すように各せん断抵抗の累加と考えられる。

図8 シアキーのない試験体における耐力—変位モデル

4.2 鉄筋のダウエル抵抗式

4.2.1 接合筋のダウエル作用によるせん断抵抗

PCa部と接合部コンクリートの接合面がせん断力を受け、両者相互にすべり変位を生じると、接合筋は、接合面近傍のコンクリート支圧強度によって、せん断伝達を行う。この際、鉄筋はコンクリートを支承として、図9に示すように、接合部コンクリートの中央部に対して、逆対称曲げモーメント分布を形成する。この曲げモーメントは、接合幅 L_j が小さい場合($L_j \leq L_{jb}$)が大きい場合($L_j > L_{jb}$)によって分布が異なる。鉄筋の曲げモーメント分布において、最大曲げモーメントが塑性モーメントに達すると、最大曲げモーメント部では、塑性ヒンジが形成される。この際、接合幅が小さい場合は、PCa部にのみ塑性ヒンジが形成され、すべり変位は、片面に対して、 $\delta s/2$ となる(δs は二つのPCa部の相対滑り変位)。

塑性ヒンジにおける鉄筋の塑性変形(以降、ダウエル変形)によって、コンクリートには、コンクリート圧縮強度の数倍の支圧応力が生じる。接合幅が小さい場合、接合部のコンクリート支圧応力は小さいので無視すると、図9に示すように、接合面から塑性ヒンジの間に生じる支圧応力を矩形分布と仮定する。また、接合幅が大きい場合は、接合面からPCa部及びジョイントコンクリート部の塑性ヒンジ間に生じる支圧応力と接合部の塑性ヒンジから中央までの支圧

図9 PCa 接合部における支圧抵抗メカニズム

応力に対して3個の支圧ブロックにモデル化する。

接合幅が小さい場合 ($L_j \leq L_{jb}$) のダウエル作用による支圧抵抗 Q_{dp} は、次式で与えられる。

$$Q_{dp} = \sigma_{cp} \cdot a_p \cdot \Sigma dr = C_{dp} \cdot \sigma_{Bp} \cdot a_p \cdot n \cdot dr \quad (3)$$

ここで、支圧応力 $\sigma_{cp} = C_{dp} \cdot \sigma_{Bp}$ (C_{dp} : 支圧係数, σ_{Bp} : PCa 部コンクリートの圧縮強度), $\Sigma dr = n \times dr$ (n : 接合筋の本数, dr : 接合筋径), a_p は塑性ヒンジまでの距離。

これより、塑性ヒンジ部における最大曲げモーメントは、接合面に生じるモーメント M_0 にコンクリートの支圧応力によるモーメントを加えることによって、次式のように得られる。

$$M_{max} = M_0 + Q_{dp} \cdot \frac{a_p}{2} = \frac{Q_{dp}}{2} (L_j + a_p) \quad (4)$$

塑性ヒンジ部での鉄筋は、ダウエル変形によって完全塑性状態にあり、塑性曲げモーメントと塑性軸力が図10に示すように合成応力を形成していると仮定する。したがって、塑性曲げモーメント M_p および塑性軸力 T_p は、次式で与えられる。(文献17)

図10 塑性ヒンジにおける塑性応力分布モデル

$$M_p = C_M \cdot \frac{\sigma_y \cdot dr^3}{6} \quad (5)$$

$$T_p = C_T \cdot a_s \cdot \sigma_y \quad (6)$$

ここで、 Σa_s , σ_y はそれぞれ鉄筋の断面積及び降伏強度を示す。また低減係数 C_M , C_T は次式によって書き表される。

$$C_M = \frac{3}{4} \left(\sin \theta_0 - \frac{1}{3} \sin 3\theta_0 \right) (C_M \leq 1) \quad (7)$$

$$C_T = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\pi}{2} - \theta_0 + \frac{1}{2} \sin 2\theta_0 \right) (C_T \leq 1) \quad (8)$$

以上の結果より、釣り合い式 $M_{max} = M_p$ の関係を用いると、(3), (4), (5)式を転換して、接合面から塑性ヒンジまでの距離 a_p は、次式のように導かれる。

$$a_p = \frac{L_j}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{C_M}{C_{dp}} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{Bp}} \cdot \left(\frac{dr}{L_j} \right)^2} - 1 \right] \quad (9)$$

接合幅が0mmのときは、(4)式において $L_j = 0$ とおくと、接合面から塑性ヒンジまでの距離 a_{p0} は、次式で与えられる。

$$a_{p0} = dr \sqrt{\frac{1}{3} \cdot \frac{C_M}{C_{dp}} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{Bp}}} \quad (10)$$

接合幅が大きい場合、接合部コンクリートにおける支圧抵抗 Q_{dj} は、接合面と塑性ヒンジまでの支圧ブロック σ_{ej} から、塑性ヒンジと接合部中央部までの支圧ブロックを差し引いて得られる。

$$Q_{dj} = \sigma_{ej} \cdot \Sigma dr \cdot a_j - \sigma_{ec} \cdot \Sigma dr \cdot \left(\frac{L_j}{2} - a_j \right) \quad (11)$$

ここで、 $\sigma_{ej} = C_{dj} \cdot \sigma_{Bj}$ (C_{dj} : 支圧係数, σ_{Bj} : 接合部コンクリートの圧縮強度), 接合面から塑性ヒンジまでの距離 a_j は、塑性ヒンジに関するモーメント $\sigma_{ej} \cdot a_j^2 / 2$ と接合筋の塑性曲げモーメント $M_p = C_M \cdot \sigma_y \cdot dr^3 / 6$ との釣り合い式から、次式のように得られ、塑性ヒンジから接合部コンクリート中央部の支圧応力 σ_{ec} は、接合面におけるモーメント $M_0 = 0$ になる条件を用いると、次式のように導かれる。

$$a_j = dr \sqrt{\frac{1}{3} \cdot \frac{C_M}{C_{dj}} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{Bj}}} \quad (12)$$

$$\sigma_{ec} = \frac{\sigma_{ej} \cdot a_j^2}{\left(\frac{L_j^2}{4} - a_j^2 \right)} \quad (13)$$

(12)及び(13)式を(11)式に代入すると、接合部コンクリートの支圧抵抗 Q_{dj} は、次式のように導かれる。

$$Q_{dj} = \frac{n \cdot dr^2 \sqrt{\frac{1}{3} \cdot C_M \cdot \sigma_{Bj} \cdot C_{dj} \cdot \sigma_y}}{\left(1 + \frac{2dr}{L_j} \sqrt{\frac{1}{3} \cdot \frac{C_M}{C_{dj}} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{Bj}}} \right)} \quad (14)$$

得られた支圧抵抗について、接合幅が小さい場合の(3)式と接合幅が大きい場合の(14)式を等しいとおくと、接合幅 L_{jb} が近似的に次式のように導かれる。

$$L_{jb} = dr \sqrt{\frac{3C_M}{C_{dj}} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{Bj}}} \quad (15)$$

これより、接合幅が小さい場合か大きい場合の境界が(15)式から求められる。以上より、鉄筋のダウエル作用による支圧抵抗は、 $0 < L_j \leq L_{jb}$ の場合、接合幅が小さい接合部に対応し、(3)式を用いる。また、 $L_j > L_{jb}$ なら、接合幅が大きい接合部に対応し、(14)式を用いる。

4.2.2 接合筋の支圧係数

接合筋によるダウエル抵抗は、接合筋直下のコンクリートを支承として局部的な曲げ抵抗に対応する。その時、図11の左図に示すように、接合筋直下のPCa部或いは接合部コンクリートでは3次元

図 11 接合筋径と支圧係数 C_{dp}, C_{dj} の関係

応力状態になり、その抵抗機構は極めて複雑である。既往の研究では、 $1C_{dp}=7.92 \cdot 0.217 d_r^*$ (太径)、 $2C_{dp}=5.71 \cdot 0.19 d_r^*$ (細径) の評価式を提案した (ここで、 d_r^* は鉄筋の公称直径)。本実験では、接合筋径に対する支圧応力は、矩形圧縮応力に置き換えて一様に応力が生じると仮定する。ここで、接合筋は弾性の梁要素にモデル化して、弾性支承上的一端固定梁による曲げモーメントの理論解は、下式で与えられる (文献 8.12)。

$$M = Q_{dj} \cdot e^{-\beta x} \cdot (\sin \beta x - \cos \beta x) / 2 \quad (16)$$

接合面から接合筋の塑性ヒンジ距離 a_p は弾性領域の最大曲げモーメントまでの距離と等しいことから、 $dM/dx=0$ により、 $a_p=0.785/\beta$ が得られた (文献 12)。ここで、 β は接合部コンクリートの相対剛性

$\beta = \sqrt{k/4E_s I_s}$ 、 k はコンクリートの支圧係数、Rasmussen.B.H 式 (文献 3) で $k=2.77 \times 10^4 \times d_r (\text{kgf/cm}^2)$ 、これより、塑性ヒンジ距離 a_p を算出する。支圧係数 C_{dp}, C_{dj} を実験結果より回帰分析して接合幅 0mm の試験体の実験結果および (3) 式を用いて、図 11 の右図に示すように、支圧係数は次式によって得られた。

$$C_{dp}=C_{dj}=4.09 \cdot 0.06 d_r \quad (17)$$

この式によると、接合筋径が大きくなるにつれて、接合筋直下のコンクリート支圧強度が小さくなる。これは鉄筋径が大きくなると、 C/d_r が小さくなって (C は接合筋のかぶり厚さ)、支圧強度も小さくなると考えられる (文献 16)。

4.2.3 接合筋における曲げ低減係数 C_M 及び軸力低減係数 C_T

接合部におけるせん断抵抗は、図 6 に示すように、接合筋に生じる曲げ応力と引張応力の組み合わせによってせん断伝達が行われる。本研究では、直接せん断実験より PCa 部材間の滑り変位が 2mm に達したとき、最大曲げモーメントを発生した点の鉄筋のひずみを用いて、鉄筋の引っ張り実験から得られた履歴曲線に対応して (弾性段階で式 (1) を用いて)、鉄筋の引張軸力を求めた。得られた軸力の値にばらつきがあるので、最大値と最小値を除いて残りの平均値を用いて、(6) 式から鉄筋の引張による低減係数 $C_T=0.627$ が得られた。また、式 (7), (8) を用いて、接合筋の曲げ降伏に対する低減係数 $C_M=0.589$ (図 10 の $\theta_0=56.9^\circ$) となる。

4.2.4 ダウエル抵抗式の検証

得られた支圧係数 C_{dp}, C_{dj} 、曲げに対する低減係数 C_M 、ダウエル抵抗式 Q_{dp}, Q_{dj} を用いて、式 (3), (14) によって、各試験体におけるダウエル抵抗を計算した。接合幅を考慮したせん断耐力式について実験結果を用いてその適応性を検証する。図 12 にテフロンシートを施して

図 12 鉄筋のダウエル作用に対して実験値と計算値の比較

いる試験体の実験値と計算値の関係を示す。ここで、実験値とは、直接せん断実験によって得られた正負 2 つのすべり変位 2mm 時耐力を言い、マークの塗潰しは + サイクル 2mm 時耐力、マークの白抜きは - サイクル 2mm 時の耐力を示す。これより、殆どの試験体は接合幅による影響を良く示しており、かつ安全側に評価されていることが確認された。

4.3 接合筋によるせん断抵抗

滑り変位により、プレキャスト部材における接合筋には曲げモーメントの他に引張軸力も生じる。この軸力はコンクリート接合面に圧縮力を与えて、接合部の滑りにより摩擦力が生じる。試験体 No25~34 および試験体 No35~46 に対して、PT シリーズ (表 1 に示すように、PT*-*試験体は PT シリーズと呼ぶ) 試験体では境界面にテフロンシートを挿入したため付着力及び摩擦力は無視できる。同一接合幅の試験体の PN シリーズ (PN*-*試験体は PN シリーズと呼ぶ) と PT シリーズ試験体の耐力の差は、コンクリート間の付着力を無視すると、接合筋が発現する摩擦によるものとする。PN シリーズと PT シリーズ 22 体試験体における滑り変位時の耐力の差を図 13 に示す。

図 13 No25-46 試験体耐力-接合幅関係

この図によると、滑り変位 2mm 時に、接合幅 0mm を持つ試験体を除くと、PN, PT シリーズ試験体に対して耐力の差が、試験体 No25~34 では 79.8~83.3KN 前後で、No35~46 試験体では、42.4~47.5KN 前後で接合幅に関係なく、大きな違いがない傾向が見られた。それより、接合筋による摩擦力 Q_c は、接合幅に関係なく、接合筋断面積に比例して、接合面に作用するものと考えられる。

PCa 構造要素 (PCa 部) と接合部コンクリートの間の接合面においてせん断力が作用すると、その破壊メカニズムでは、図 14 に示すように接合部コンクリート内部には、接合筋の降伏合力 T_p と斜めスト

図14 接合筋せん断摩擦によるストラット機構

ラットに生じる圧縮合力およびせん断摩擦力 Q_c が釣り合いを保つ。軸心と θ の傾きをもつストラットの中央部で微小要素を考えると、ストラットの圧縮力による応力 σ_s とせん断力による応力 τ_s が作用する。これらの応力を接合面の垂直及び水平な応力 (σ_N , σ_Y , τ_{NY}) に変換すると、次式が成り立つ。

$$\begin{aligned}\sigma_N &= \sigma_s \sin^2 \theta - 2\tau_s \sin \theta \cos \theta \\ \sigma_Y &= \sigma_s \cos^2 \theta + 2\tau_s \sin \theta \cos \theta\end{aligned}\quad (18)$$

$$\tau_{NY} = \sigma_s \sin \theta \cos \theta - \tau_s (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$

ジョイントコンクリート部がせん断破壊を生ずる場合、応力 σ_Y は、接合界面に垂直に作用する応力で、 $\sigma_Y = 0$ 。(18)式から、 σ_s 及び τ_{NY} は、次式のように与えられる。

$$\sigma_s = \sigma_N \quad (19)$$

$$\tau_{NY} = \frac{1}{2} \sigma_N \cdot \frac{1}{\tan \theta} \quad (20)$$

ここに、せん断力がストラットにおいて一様に分布しているため、 $\sigma_N = C_c \cdot \sigma_b$, $\tau_{NY} = Q_c / bh$ である。支圧応力によって接合界面に作用する圧縮合力 $C_c \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$ は、接合筋の降伏引張合力 $C_T \cdot \Sigma a_s \cdot \sigma_y$ と等しくなるので、次式が成り立つ。

$$C_c \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = C_T \cdot \Sigma a_s \cdot \sigma_y \quad (21)$$

ここで、 C_c は側面部に作用する支圧応力に対する有効係数、 Σa_s は接合筋全断面積、 σ_y は接合筋の降伏強度、 b は PCa 部の厚さ、 h は接合界面に作用する圧縮ストラットの範囲を示す。また係数 C_T は、鉄筋が接合界面に作用するせん断力によって引張降伏することによる低減係数を意味する。

これより、接合界面におけるせん断抵抗は、 $Q_c = \tau_{NY} \cdot bh$ において、(20) 及び (21) 式を代入すると、次式によって与えられる。

$$Q_c = \frac{C_T \cdot \Sigma a_s \cdot \sigma_y}{2 \tan \theta} \quad (22)$$

$$\tan \theta = \frac{C_T \cdot \Sigma a_s \cdot \sigma_y}{2 Q_c} \quad (23)$$

試験体 No25~46 の実験結果を基に、各試験体において接合筋が発生した軸力は、概ね $0.21 \sim 0.63 \Sigma a_s \cdot \sigma_y$ の間に変動した。テフロンシートを施している PT シリーズ試験体はテフロンシートを施し

ていない PN シリーズより低い軸力が発生したことが確認された。ここで、4.2.4 節から得られた全試験体における平均軸力低減係数 $C_T = 0.627$ を(23)式に代入すると、各試験体に形成されるストラットの傾斜角 θ は、 58.9° として算出される。ここに各試験体におけるストラットの傾斜角は、近似的に $\theta = 60^\circ$ の値として得られた。この値を(22)式に代入すると、接合面におけるせん断抵抗 Q_c は、次式によって与えられる。

$$Q_c = 0.18 \Sigma a_s \cdot \sigma_y \quad (24)$$

4.4 シアキーのない PCa 試験体のせん断抵抗式

実験の結果より、シアキーのない PCa 構造接合部に対して、すべり発生時の静態摩擦力(コンクリート間の付着摩擦力)がすべり発生以降の動態摩擦力(接合筋のせん断摩擦抵抗)と等しいことから、接合幅を持つ PCa 構造接合部におけるせん断抵抗は、接合筋によるせん断摩擦抵抗 Q_c と接合筋のダウエル作用によるせん断抵抗 Q_{dp} の累加で次式のように与えられる。

$L_j \leq L_{jb}$ の場合

$$Q_u = Q_{dp} + Q_c = C_{dp} \cdot \sigma_{Bp} \cdot a_p \cdot n \cdot dr + 0.18 \Sigma a_s \cdot \sigma_y \quad (25)$$

$L_j > L_{jb}$ の場合

$$Q_u = Q_{dj} + Q_c$$

$$Q_u = \frac{n \cdot dr^2 \sqrt{0.196 \cdot \sigma_{Bj} \cdot C_{dj} \cdot \sigma_y}}{\left(1 + \frac{2dr}{L_j} \sqrt{\frac{0.196 \cdot \sigma_y}{C_{dj} \cdot \sigma_{Bj}}}\right)} + 0.18 \Sigma a_s \cdot \sigma_y \quad (26)$$

ここに

$$C_{dp} = C_{dj} = 4.09 - 0.06dr$$

$$a_p = \frac{L_j}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{0.785 \cdot \sigma_y}{C_{dp} \cdot \sigma_{Bp}} \left(\frac{dr}{L_j}\right)^2} - 1 \right]$$

$$a_{p0} = 0.443 \cdot dr \sqrt{\frac{\sigma_y}{C_{dp} \cdot \sigma_{Bp}}} \quad (L_j = 0)$$

$$L_{jb} = dr \sqrt{\frac{1.767 \cdot \sigma_y}{C_{dj} \cdot \sigma_{Bj}}}$$

ここで、 dr は、接合筋径(mm)、 n は接合筋の本数、 L_j は接合幅(mm)、 a_s は接合筋断面積(mm²)、 σ_{Bp} , σ_{Bj} はプレキャストおよびジョイントコンクリート圧縮強度のうち、いずれか小さい値(N/mm²)。また、 σ_y は接合筋の降伏強度(N/mm²)、 L_{jb} はダウエル抵抗に対する境界接合幅(mm)。

式(25), (26)を用いて、シアキーがなく接合幅をもつ PCa 接合部

図15 全せん断抵抗提案式—実験値比較図

試験体に対して、滑り変位 2mm 時のせん断力を計算した結果を図 15 に示す。ここにマークの塗潰しは+サイクル 2mm 時耐力、マークの白抜きは-サイクル 2mm 時の耐力。これより、実験結果は接合幅によるせん断伝達能力をよく評価していると考えられる。

5. 現行規準式との比較

シアキーのない PCa 構造接合部のダウエル作用と鉄筋のせん断摩擦作用に関する本提案式に対して、ACI(1983 年)式とシアキーのせん断抵抗を含めていない日本建築学会規準式(1982 年)を取り上げ、実験結果を用いて検証した。ここで簡便のため、式中の記号を統一し、改めて耐力式を以下に示す。(文献 2)

ACI せん断式：

$$Q_{ACI} = 0.85 \cdot \sum A_s \cdot \sigma_y \cdot \mu \quad (27)$$

建築学会規準式(鉛直接合部)：

$$Q_{AJ} = \sum A_s \cdot \sigma_y \quad (28)$$

ここで、 μ は摩擦係数、本実験に対して、普通コンクリートと粗面仕上げの硬化コンクリートの場合、 $\mu=1.0$ とした。本提案式(25)及び(26)と ACI 式及び AIJ 式を用いて計算された結果と実験値の比較を図 16 に示す。この図によると、ACI 式及び AIJ 式を用いて計算された結果は、接合幅による影響因子が考慮していないため、実験結果に対して過大評価になっていることが判った。本提案式は、接合幅 0 の試験体を除いて、相関係数=0.928 の値が得られており、実験結果とよく対応していることが認められる。ここで、接合幅 0 の試験体の場合、計算結果が実験結果に対して適応性があまり良くないのは、支圧係数 C_d が過小評価されているためと考えられる。

図 16 提案式と現行規準式の比較図

6. まとめ

シアキーの無い PCa 構造接合部におけるせん断実験および解析を行い、その結果を考察して、以下の事柄が明らかとなった。

1. 接合幅を有する PCa 接合部試験体に対して、接合幅の違いによって、せん断耐力は著しく変動する。
2. 接合筋の塑性ヒンジは、接合幅が小さい ($L < L_j$) 場合、接合界面を挟んで、PCa 部左右 2 個所に生じ、接合幅が大きい ($L > L_j$) 場合、2 つの境界面に左右 4 個所に生じる。
3. 接合幅に対応して、接合筋のダウエル作用による抵抗メカニズム機構が構成され、コンクリートの支圧によるダウエルせん断伝達機構の解明が試みられ、導かれた評価式は、実験結果とよく対応

することが認められた。

4. 接合筋によって接合面に作用するせん断摩擦は、圧縮ストラットを用いたせん断伝達機構によってモデル化され、接合幅に関係なく、ほぼ一定の値を示すことが認められる。
5. 既往の PCa 構造接合部のせん断耐力は、一面せん断式であるので、接合幅を有する接合部に対して過大評価の傾向が見られる。

謝辞

本研究をまとめるに際し、武蔵工業大学望月重教授からデータの提供及び貴重な助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会編「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」1999 年。
- 2) 日本建築学会編「壁式プレキャスト構造鉄筋コンクリート造設計基準・同解説」1982 年。
- 3) Rasmussen, B. H.: The Carrying Capacity of Transversely Loaded Bolts and Dowels Embedded in Concrete, Bygings Statistiske Meddelser, Vol. 34, No. 2, 1963.
- 4) A. H. Mattock: Shear Transfer in concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane, Shear in Reinforced concrete (Vol. 1), pp. 17 ~ 42, ACI Publication SP-42, 1974.
- 5) Jensen, B. C.: On the Ultimate Load of Vertical, Keyed Shear Joints in Large Panel Buildings, Technical University of Denmark. Institute of Building Design Report, No. 108, p. 1 ~ 8, 1975.
- 6) Shuang XIE, Eiji MAKITANI, Syouhei OGAWA: The Dowel Action of Steel Bars in the Joint Connection of Precast Reinforced Concrete, Proceeding of the Japan Concrete Institute, Vol. 6, No. 2, p. 835 ~ 840, 1994.
- 7) 榎谷榮次・小川祥平・謝爽: 接合幅を有するプレキャスト部材接合部のダウエル筋のせん断伝達(その 1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) 1994 年 9 月, p. 761 ~ 764.
- 8) 榎谷榮次・小川祥平: プレキャスト部材接合部におけるダウエル筋のせん断伝達能力, コンクリート工学年次論文集, Vol. 15, 1993, p. 601 ~ 605.
- 9) 大西昭徳・榎谷榮次・謝爽: プレキャスト鉄筋コンクリート部材接合部におけるせん断伝達に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) 1996 年 9 月, p. 853 ~ 854.
- 10) 小野寺知子・榎谷榮次・水上明・謝爽: シアキーを有する PCa 構造接合部におけるせん断伝達に関する研究(その 1, その 2), 日本建築学会大会講演梗概集(九州), 1998 年 9 月, p. 759 ~ 762.
- 11) 齊藤・榎谷榮次・水上明他: シアキーを有する PCa 構造接合部におけるせん断伝達に関する研究(その 3, その 4, その 5), 日本建築学会大会講演梗概集(中国), 1999 年 9 月, p. 461 ~ 466.
- 12) Shuang Xie, Eiji Makitani: The Dowel Action of Steel Bars in the Joint Connection of Precast Reinforced Concrete. Concrete Journal of JCI, Vol. 16, 1994, p. 825 ~ 840.
- 13) 吉野次彦・榎谷榮次・松崎育弘・石橋一彦・永坂具也: プレキャスト部材接合部の性能に関する研究(その 1, その 2, その 3), 日本建築学会大会講演梗概集(北海道), 1995 年 8 月, p. 643 ~ 648.
- 14) 望月重・他: ジョイント幅を考慮した接合部のせん断耐力の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 1992 年 8 月, p. 771 ~ 772.
- 15) 大淵英夫・中野克彦・松崎育弘・他: ずれ変形を考慮したプレキャスト部材接合部におけるせん断伝達に関する研究, 日本建築学会構造系論文, 491 号 1997 年 6 月, p. 97 ~ 104.
- 16) 日本建築学会編「鉄筋コンクリート終局強度に関する資料」, 1987 年, P90.
- 17) 望月重・榎谷榮次・永坂具也: 「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造鉛直接合部のせん断耐力」日本建築学会構造系論文集, 第 424 号, 1991 年 6 月, p. 11 ~ p. 22.
- 18) 日本建築学会編: プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工, 1986.
- 19) W. F. Chen: Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill International Book Company, 1982.

(2001年11月5日原稿受理, 2002年8月8日採用決定)