

論文

[2108] 壁式プレキャスト構造水平接合部のずれ挙動に関する実験的研究

正会員 ○福田幹夫 (近畿大学建築学科)

正会員 窪田敏行 (近畿大学建築学科)

1. はじめに

壁式プレキャスト構造(以下P C a造と呼ぶ)は工場生産された部材を現場で組み立てる工法のため、部材どうしを接合している部分のせん断ずれ挙動が特有の問題としてあげられる。

望月ら[1]はP C a造水平接合部の復元力特性を調べるために、鉛直接合筋断面積、敷モルタル強度、敷モルタル厚さを変化させた試験体を用いて、定軸力下での実験から得られたせん断力-ずれ量曲線に基づいてスケルトンカーブ及びヒステリシスカーブをマクロ的な立場でモデル化を行っている。東ら[2]はミクロ的な立場から要素レベルでの部材の応力度-ひずみ度関係を決めて有限要素法解析を行っている。

一般に、水平力が作用するとP C a造などの壁柱では曲げ変形が卓越し、特に壁脚部の水平接合部では長期軸力に加えて曲げモーメントによる圧縮力が作用するため、その部分に作用する軸力は一定でない。望月らの方法では作用軸力を一定軸力の実験値から求めているため変動軸力を考慮することが難しく、また東らの方法では有限要素法で要素の応力度-ひずみ度関係を仮定しているため変動軸力は考慮できるが解析は複雑となる。構造解析において、特に壁脚部のせん断力による水平接合部のずれを考慮するには、変動軸力の影響を考慮しなければならない。

そこで、本研究では部材の応力解析に用いることのできるような簡単なモデルを提案することを目的として、応力発現機構を考慮してP C a部材の水平接合部のせん断力-ずれ量のスケルトンカーブを導き、実験値と比較、検討した。なお、今回行った実験は水平接合部の基本的な性質を調べるために、接合部にはコッターやダボ鉄筋を設けず、P C aパネルの曲げ主筋を含む曲げ圧縮域をとりだした部分せん断実験である。

2. 応力発現機構を考慮したスケルトンカーブのモデル化

一般に、既往の実験結果[1][2][3]から水平接合部でのせん断力 $Q$ -ずれ量 $\delta$ の関係は図-1のような形となる場合が多い。水平接合部のずれ抵抗は、おおむね次のように考えられる。きわめてずれ量が小さい場合(領域I)には、P C aパネルと敷モルタルの付着力と軸力による摩擦力が主なずれ抵抗要素である。その後、付着力の減退とともに耐力が一時的に低下し、領域IIのように摩擦力のみで水平力に抵抗するため、一定のせん断力でずれている。ずれ量の増加にともない鉛直接合筋(以下、接合筋)のダボ作用が入り、鉄筋が曲がり始め引張力が作用しそれによる水平成分がせん断力として加わり、垂直方向の成分が付加軸力となり摩擦力が増大するため領域IIIのようにせん断力の上昇が見られる。このような実験事実をふまえて、図-2に示すように接合部の水平抵抗機構を以下の仮定に基づいてモデル化する。

- ① 接合部では前述の実験結果より、すべり荷重に達するとずれ始めるものとしそれまでの敷モルタルなどによる接合部の弾性変形は考えない。
- ② ずれ始めてからの摩擦係数は、一定とする。

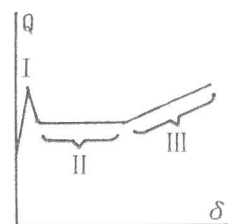


図-1 Q- $\delta$ 関係の模式図

③ 接合筋については、上下のパネル接合部からそれぞれ $l/2$ の長さだけ入った部分でダボ作用により曲がり、その区間で引張力が生じるものとする。

④ ずれ量 $\delta$ と接合筋の伸び量 $\Delta L$ は $\Delta L = \sqrt{(\delta + L)^2} - L$ で関係づけられるものとする。

⑤  $L$ の区間内での接合筋の弾性曲げ変形は無視する。

⑥ 接合筋が引張降伏した段階で上下壁パネルに  $l/2$  ずつ入った位置で塑性ヒンジが生じ、全塑性モーメントによる水平せん断力が付加されるものとする。

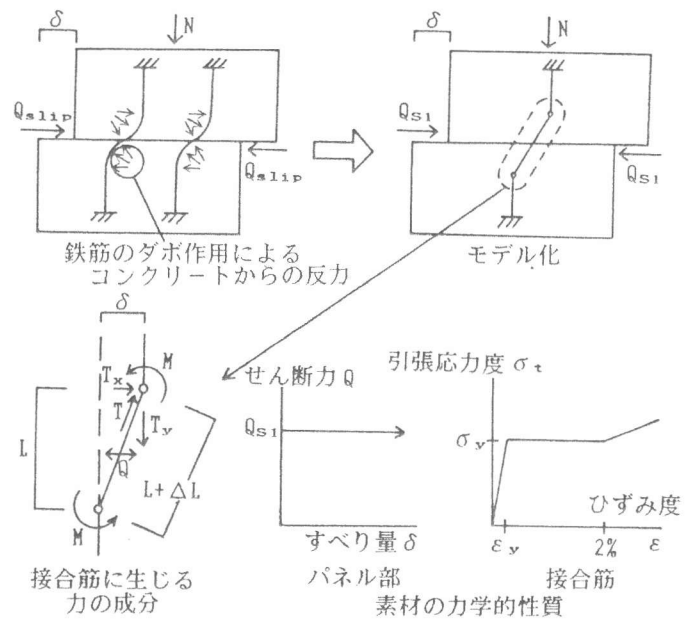


図-2 接合部の水平抵抗機構

以上の仮定を用いて、接合部の耐力とずれの関係を導くことにする。ずれ始めの耐力は、敷モルタルによる付着力は小さく、大部分が摩擦力であるとする  $Q_{s1} = \mu N$  となる。接合筋に生じる引張力  $T$  は  $\Delta L$  だけ伸びたことにより  $T = \Delta L A E / l$  となる。この引張力による水平成分  $T_x$  がせん断力となるから  $Q_{s2} = T_x = T \delta / (L + \Delta L)$  で求められ、垂直成分  $T_y$  が付加軸力となりそれによるせん断力は  $Q_{s3} = \mu T_y = \mu T L / (L + \Delta L)$  で求められる。また、接合筋が引張降伏した段階で全塑性モーメントによる付加せん断力は  $Q_{s4} = 2M_p / (L + \Delta L)$  で求められる。以上のことから、接合部の耐力はずれ量  $\delta$  を含んだ次式で求められる。

$$\text{接合筋降伏前} \quad Q_{s11} = \mu \{ N + T L / (L + \Delta L) \} + T \delta / (L + \Delta L) \quad (1)$$

$$\text{接合筋降伏後} \quad Q_{s12} = \mu \{ N + T L / (L + \Delta L) \} + T \delta / (L + \Delta L) + 2M_p / (L + \Delta L) \quad (2)$$

但し、 $\mu$ : 摩擦係数  $N$ : 軸力(但し、圧縮時を+、引張時を-)  $T$ : 接合筋の引張力

$L$ : ダボ有効長さ  $\Delta L$ : 伸び量  $M_p$ : 全塑性モーメント  $A, E$ : 接合筋断面積、ヤング係数

しかし、式(1)と式(2)において、摩擦係数 $\mu$ 、ダボ有効長さ $L$ が未知数となるため、以下に示すような一定軸力下での実験を行い、それらの未知数を決定する。そして、変動軸力で行った実験結果と本モデルとの比較を行う。

### 3. 実験概要と結果

#### 3.1 試験体

接合部の大きさは、2層P C a造の1階の壁パネル(壁長  $D=200\text{cm}$ 、壁厚  $B=20\text{cm}$ )を想定し、長期軸方向応力度を  $3\text{kgf/cm}^2$  と仮定し、文献[4]に示されている柱の曲げ終局強度算定法を応用して、壁パネルが曲げ降伏したときの曲げ圧縮域の長さを  $30\text{cm}$  とした。接合筋には、曲げ筋比( $a_t/B D$ )を  $0.14\%$  とし、2-D19 (SD295A)を使用した。今回行った実験は、接合部の基本的な性質を調べるために接合筋には継ぎ手を設けず通し筋とした。また、十分な定着長さを確保するた

表-1 試験体諸元

試験体名	$\sigma_m$	$\sigma_o$	加力方法		
			一方向	繰返し	変動軸力
018020	180	20	○		
018080	180	80	○		
028020	280	20	○		
R18020	180	20		○	
R18080	180	80		○	
R28020	280	20		○	
R28080	280	80		○	
C280	280	変動			○
C180	180	変動			○

$\sigma_m$ : 敷モルタル強度,  $\sigma_o$ : 軸方向応力度, unit: kgf/cm<sup>2</sup>

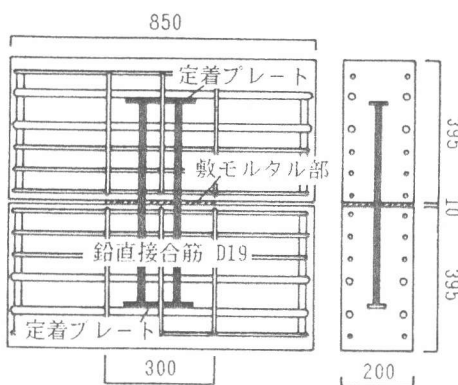


図-3 配筋図

表-2 使用材料の力学的性質  
コンクリート

呼び強度	$\sigma_B$ kgf/cm <sup>2</sup>	$E \times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup>
270	279	2.32

$\sigma_B$ : 圧縮強度  $E$ : ヤング率

モルタル

W/C %	$\sigma_m$ kgf/cm <sup>2</sup>	$E \times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup>	7日値 (cm)	
			max	min
55	278	2.0	22.02	21.30
75	176	1.6	24.09	23.94

W/C: 水セメント比

鉄筋

呼び名	$\sigma_y$	$\sigma_{max}$	$E \times 10^5$
D-19	3303	5422	1.8

unit: kgf/cm<sup>2</sup>

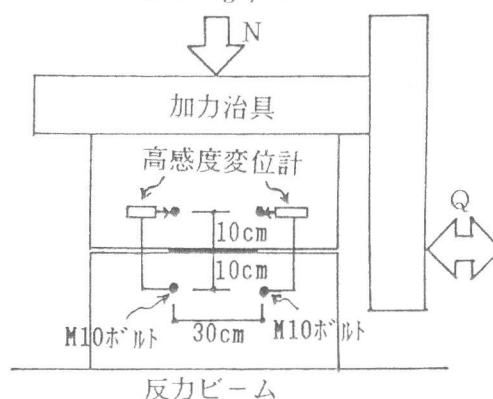
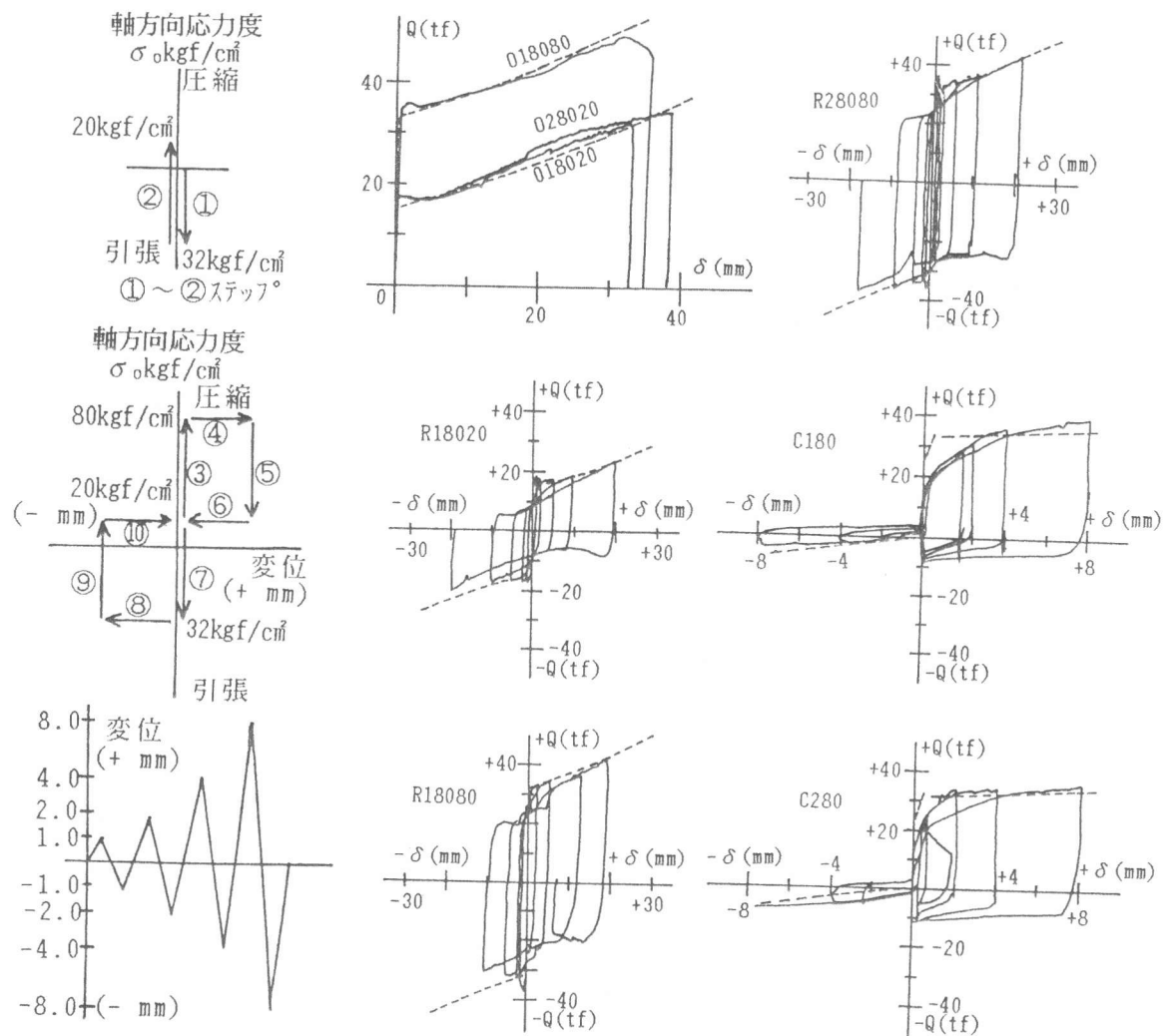


図-4 加力と変位測定略図

めに、接合筋の両端に厚さ 6mm のプレートを溶接した。試験体は目地部分にスペーサーを入れて P C a パネル部のコンクリートを横打ちした後スペーサーを除去し、その部分にモルタルを注入し、実験実施日まで空中養生とした。試験体は、敷モルタルの厚さを 10mm とし 9 体製作した。その内訳は、表-1 に示すように 018020~R28080 の 7 体は摩擦係数やタボ有効長さ、敷モルタル付着強度がずれ始めの耐力に与える影響などを調べるため一定軸力下で実験を行う試験体である。C180 と C280 の 2 体は、壁パネルが繰返しせん断力を受けた場合を想定して曲げ圧縮域のずれ挙動を調べることを目的とした変動軸力下で実験を行う試験体である。配筋図を図-3 に、試験体諸元を表-1 に、コンクリートと敷モルタルと接合筋の力学的性質を表-2 にそれぞれ示す。

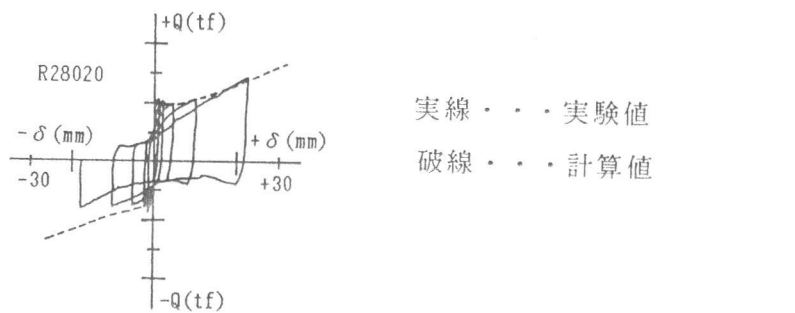
### 3. 2 実験方法

加力方法は図-4 に示すように反力ビームに固定した試験体に表-1 に示す軸方向応力度  $\sigma_o$  を加えた後、試験体接合部の高さに設置したアクチュエーターにより加力治具を介してせん断力を接合部に作用させることにした。試験体に加える鉛直軸力  $\sigma_o$  の大きさについては、壁ばりによる付加軸力がなく長期軸力が曲げ圧縮域に作用するとして  $\sigma_o = 20 \text{ kgf/cm}^2$ 、想定した壁の曲げ降伏モーメントが付加軸力として加わったとして  $\sigma_o = 80 \text{ kgf/cm}^2$  をそれぞれ一定として加えた。また、変動軸力の場合は繰返しのせん断力が作用し、それによる曲げモーメントで壁脚部では圧縮力を受けたり引張力を受けたりする状態を想定した。実験でこの状態をリアルタイムで捕らえることは難しいため、一義的に次のように軸力の変動を簡略化した繰返し加力をおこなった。①引張力を与え鉛直接合筋を降伏させる。②  $\sigma_o = 20 \text{ kgf/cm}^2$  まで圧縮する。③  $\sigma_o = 80 \text{ kgf/cm}^2$  まで圧縮



図一五 変動軸力加力履歴

力を加える。④所定のずれ量を正側に与える。⑤ずれ量を一定として $\sigma_0 = 20 \text{ kgf/cm}^2$ まで下げる。⑥ずれ量をゼロに戻す。⑦引張力を与え接合筋を降伏させる。⑧所定のずれ量を負側に与える。⑨ずれ量を一定として $\sigma_0 = 20 \text{ kgf/cm}^2$ まで圧縮する。⑩ずれ量をゼロに戻す。⑩以後②～⑩を繰り返す。変動軸力の加力概要を図一五に示す。水平加力は一方向加力、繰返し加力、変動軸力による繰返し加力である。一方向加力はスケルトンカーブを得ることを目的にずれ量 40mm まで加力した。繰返し加力は、ずれ量を $\pm 0.5, \pm 1, \pm 2, \pm 5, \pm 10, \pm 20 \text{ mm}$ とした変位制御で各 1サイクルずつ行った。変動軸力の場合は、ずれ量を $\pm 1, \pm 2, \pm 4, \pm 8 \text{ mm}$ とした変位制御で各 1サイクルずつ行った。ずれ量の測定は、図一四に示すように、上下のPCaパネル部に敷モルタル部をはさんで10cmの位置にM10ボルトを埋め込み標点を設定し、上下パネル部の相対水平ずれ量を高感度変位計(1/500mm精度)を用いて行った。



図一六 せん断力Q—ずれ量δ

### 3.3 せん断力とずれ量の関係

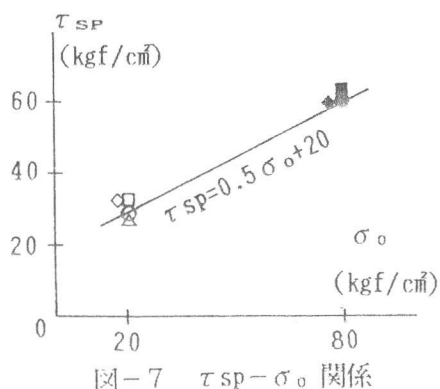
図一6にせん断力 $Q$ —ずれ量 $\delta$ の関係を示す。一方向加力の場合は、ずれが生じてから耐力の低下が起こりずれ量が5~7mmまではほぼ一定の耐力でずれており、それ以後の加力では接合筋のダボ作用で耐力の増加が見られている。繰返し加力の場合は、1サイクル目の加力ではP C aパネルと敷モルタルの付着力と軸力による摩擦力で紡錘形の $Q-\delta$ 関係が得られた。その後の加力では、摩擦力のみでせん断力に抵抗するため一定の耐力でずれ量のみが増大している。そのときの耐力は1サイクル目よりも低い。 $\delta$ が10mm以上の繰返しでは、接合筋によるダボ作用により耐力の上昇がみられる。しかし、ずれ量が大きくなると接合筋回りのコンクリートの支圧破壊が起こりダボ作用の発現が遅くなっている。変動軸力の場合は、加力初期の段階で試験体に引張力を与えたため水平接合部で目開きしP C aパネル部と敷モルタルとの付着力がなくなり、正加力時では摩擦力でずれに抵抗しているために他の加力に比べ剛性が低くなっている。負加力時では試験体に引張力を与えているために接合部は目開きし、接合筋のダボ作用のみでせん断力に抵抗しているため、正側加力とは異なり低い耐力でずれている。実験終了後、写真一1に示すように接合筋は接合部をはさんで4~5cmの位置で塑性ヒンジが生じているのが観察された。

### 3.4 ずれ始めの耐力

ずれ始めのせん断応力度 $\tau_{sp}$ と $\sigma_o$ の関係を図一7に示す。なお、変動軸力の場合については接合部の付着条件が異なるためここでは省いた。東ら[2]によると $\tau_{sp}$ は $\sigma_o$ と摩擦係数 $\mu$ を用いて表している。本実験結果にこの関係を適用すると $\mu=0.5$ となり東らの $\mu=0.7$ よりも低い値を得た。 $\tau_{sp}$ と敷モルタル強度 $\sigma_m$ の関係を図一8に示す。 $\sigma_m$ が大きくなると $\tau_{sp}$ はやや大きくなっているが、その差は顕著でない。この $\mu$ が低いことや $\sigma_m$ の影響が少ない理由としては、①乾燥収縮を起こさないように敷モルタルに膨張性混和剤を混入したこと、②敷モルタルを横打ちしたため、モルタルの締め堅めが十分でない、③コンクリート打設時に使用した接合部スペーサーに塗布した剥離剤の除去が不十分であったため等が考えられる。本実験に用いた試験体のずれに抵抗する要素は①軸力による摩擦力、②接合筋によるダボ作用等が考えられる。接合筋のダボ作用について、本実験では接合部位置での鉄筋のひずみを測定したが、ダボがきき始めた時局部的に急激なひずみの増加を伴い、良好なひずみ計測ができなかった。そこでダボ耐力を $P_s \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$ を用いて[2]ずれ始めの $\tau_{sp}$ を $0.5 \sigma_o + P_s \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$ とした場合を計算値(1)、望

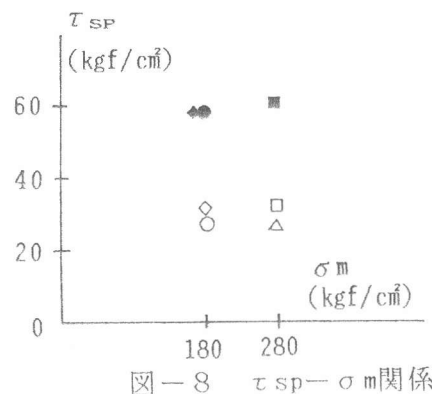


写真一1 接合筋の様子



図一7  $\tau_{sp}-\sigma_o$ 関係

一方向加力	
○	018020
●	018080
△	028020
繰り返し加力	
◇	R18020
◆	R18080
□	R28020
■	R28080



図一8  $\tau_{sp}-\sigma_m$ 関係

月式[1]で $\mu$ を0.5とした場合を計算値(2)、本論文で提案したモデルによる計算値(3)を実験値とともにを表一3に示す。計算値(1)、(2)は実験値によく一致しているが、本モデルによる計算値(3)は実験値よりも低くなっている。計算値(1)では図一6中に示した式の右辺第2項を  $P_s \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$  としたため実験値に近くなったものと考えられる。また、計算値(3)ではパネルと敷モルタルの付着力を考慮していないため低くなったものと考えられる。

表一3 実験値と計算値

	実験値	計算①	計算②	計算③
018020	29.0	29.1	26.7	24.7
018080	59.5	59.1	56.7	52.9
028020	28.3	29.1	29.4	24.7
R18020	31.0	29.1	26.7	24.7
R18080	59.2	59.1	56.7	52.9
R28020	36.0	29.1	29.4	24.7
R28080	60.8	59.1	59.4	52.9

①  $0.5\sigma_o + P_s \sigma_y / \sqrt{3}$     ② 望月式 但し  $\mu = 0.5$   
 ③ 本モデル                      unit: kgf/cm<sup>2</sup>

#### 4. 本モデルと実験値との比較

2章で提案したモデルについて実験を行い摩擦係数  $\mu = 0.5$ 、ダボ有効長さ  $l = 4 \sim 5$ cmがそれぞれ求められたので、その値を用いて計算した結果を図一5に一点破線で示す。このとき接合筋の  $\sigma_s - \varepsilon$  関係は、素材の引張試験より定めた。ひずみ硬化域全体は測定されていないので  $\varepsilon$  が2%に達した後ひずみ硬化域に入り、 $\varepsilon$  が20%に達したときに最大荷重になるものとし、その間を直線補間して求めた。その結果、一方向加力、繰返し加力の場合は、すべり始めの耐力は本モデルでは前述の理由で実験値より低くなっているが、すれを生じてから本モデルは正側加力では実験値とよく一致している。しかし、負側加力では正側加力で鉄筋が引張られており、その残留ひずみの影響でモデルより実験値が低くなったものと考えられる。変動軸力の場合は正加力時に本モデルの剛性が実験値よりも大きくなっている。この違いは、本モデルは接合筋のダボ作用をすれ量から求めているのに対し、実験では鉄筋に降伏荷重以上の引張力を与えたために、残留ひずみが生じ、それが鉄筋のダボ作用時のすれ変形に影響を与えていると考えられる。

#### 5. まとめ

PCa壁脚部の水平接合部、特に曲げ圧縮を受ける部分について簡単なモデル化を行い、実験値と比較した。すれ挙動については本モデルと実験値はほぼ一致している。しかし、すれ始めの耐力については壁パネルと敷モルタルの付着力を考慮していないこと、繰返しの変動軸力における鉄筋に生じる残留ひずみの影響等、今後の検討する必要がある。

謝辞 本実験実施に際して近畿大学卒論生 足立正樹君、岡村隆司君、清水俊和君、後藤田康一君、井上浩三君の協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- [1] 望月、井口：壁式プレキャスト構造の水平接合部の復元力特性、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、1989、PP.591~596
- [2] 東、磯、飽津、榎田：プレキャスト鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断挙動に関する研究（その2 耐震壁接合部の剛性及びせん断強度に関する検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和56年9月、PP.1723~1724
- [3] 星川、今井、園部：プレキャストコンクリート構造物の水平接合部に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和57年10月、PP.1691~1692
- [4] 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、日本建築学会、1988年