

# PC 板による山留壁の構造体利用に関する研究（その4）

—PB-J 工法による PC 板鉛直接合部の曲げせん断実験—

菊地利武 武田寿一  
小島克朗

## Structural Use of Retaining Walls of Precast Concrete Panels (Part 4)

—Shear-Bending Tests of Vertical Connection by the PB-J Method—

Toshitake Kikuchi Toshikazu Takeda  
Yoshiro Kobatake

### Abstract

The object of this study is to make use of retaining walls of precast concrete panels as shear walls of structures. This paper is concerned with shear-bending tests of vertical connections in-plane between precast panels constructed by the PB-J Method, the parameters having been not described in previous reports (reinforcement quantity against splitting failure, roughness of surface of concrete at the connection, tied reinforcement quantity and strength of joint-filling mortar). Based on these test results, it was possible to confirm the scope of application and adaptability of the experimental formula and the shear strength of each joint, and to obtain data required for safety design.

### 概要

この研究の目的は、地震時水平力をも負担する PC 地中壁による地下構造体（PRECAST BASEMENT と総称）の開発である。この報告は、PC 板相互を一体化する工法（PB-J 工法と通称）で構築した、鉛直接合部の構造性能を検討するために行なった曲げせん断実験に関するものである。前報において検討のなされていないファクター（切欠き部コンクリート面のラフネス、幅止め筋量および目地部充填モルタルの有無など）の接合部のせん断耐力に与える影響について検討した。その結果、PB-J 工法で構築した接合部の安全性を裏付けるための資料を得るとともに、前報で提案した実験式を設計式として使用する場合の適用範囲を知ることができた。

### 1. 序

山留壁として構築される PC 板を用いる地中連続壁（これを PC 地中壁と通称）を、本体構造に接合し、土圧および水圧による荷重と地震による荷重の、一方または両方を負担する地下構造体を、“PRECAST BASEMENT” と総称している。

PRECAST BASEMENT における耐震構造の構築法の一つとして、PC 板相互の鉛直継手部を接合して一体化するとともに、本体の構造部材とも接合して構築する壁<sup>1)</sup>（これを PB-M 壁と通称）を採用している。この PB-M 壁に使用する PC 板の鉛直接合法は、PC 板端面に設けた鉛直方向の切欠き部に、特殊加工した接合鋼板

を挿入し、モルタルを充填して PC 板相互を一体化する工法<sup>1)</sup>（これを PB-J 工法と通称）である。

前回までの実験<sup>2),3),4)</sup>により、PB-J 工法で構築した接合部の設計に資する実験式を提案するとともに、この接合部のせん断耐力性状をある程度定量的に把握することができた。しかし、今までの実験のみでは、接合部のせん断耐力に影響を与えらると思われる種々のファクターについての資料が不足している。そこで、未検討のファクターを有する試験体により、その影響を検討した。

この報告は、A および B シリーズからなる曲げせん断実験に関するものである。A シリーズでは、切欠き部コンクリート面のラフネスおよび正負交番繰返し載荷のせん断耐力への影響を検討している。また、B シリーズで

は、図-1 に示す幅止め筋，目地部充填モルタルおよび割裂補強筋のフック曲げ角度のそれを検討し，提案した実験式の適合性についても検討している。

## 2. 実験の概要

### 2.1. 試験体

試験体の形状寸法および配筋の例を図-1 に，試験体の一覧を実験結果とともに表-1 に示す。

試験体は，図-1 に示したように，2 枚の PC 板を PB-J 工法によって接合し，その一体化した鉛直接合部を試験区間中央に配した梁部材である。

実験は，A および B シリーズより構成されており，A シリーズの試験体は，① 割裂補強筋量  $P_r$  [ $=A_s/B \cdot D$ ， $A_s$ ：割裂補強筋 (図-1 参照) の全断面積， $B$ ：PC 板の板厚， $D$ ：PC 板のせい，0.24，0.42，0.66 および 2.15% の 4 種]，② 切欠き部コンクリート面のラフネス (鋼製型枠で成形した面およびワイヤーブラシ掛けした面の 2 種) をファクターとする計 8 体である。

B シリーズの試験体は，① 幅止め筋量 (図-1 を参照。なし，D13@200 と @100 および D16@200 と @100 の 5 種)，② 割裂補強筋のフック折曲げ角度 (90° および 45° の 2 種)，③ PC 板相互の目地部充填モルタルの有無，をファクターとする計 10 体である。

### 2.2. 使用材料

使用した鉄筋と鋼材の性質を表-2 に示す。PC 板のコンクリートは，スランプ 18 cm で A シリーズでは設計基準強度  $F_c=300 \text{ kg/cm}^2$ ，B シリーズでは  $240 \text{ kg/cm}^2$  の普通コンクリート (早強セメント使用) で生コンを使用した。接合用モルタルは，前報と同じ配合で水セメント比  $W/C=50\%$  の普通モルタルである。実験時における PC 板のコンクリートと接合用モルタルの圧縮強度を表-1 に示す。

### 2.3. 加力および測定方法

加力は，300 ton 油圧式圧縮試験機を使用し，逆対称加力形式で接合部に曲げとせん断を加える方法で行なった。載荷方法は，A シリーズにおいては 4 回の正負交番繰返し加力 (6 体) と 1 回の一方方向の繰返し加力 (2 体) で，B シリーズにおいてはすべて漸増単調加力である。

測定は，変位としては PC 板相互の接合部における荷重方向の相対変位を 1/200 mm 精度の摺動抵抗型または高感度変位計で行なった。また，歪度としては割裂補強筋および幅止め筋の歪度を単軸 W.S.G. で，B シリーズ

試験体名	試験ファクター	割裂補強筋量 $P_r = \frac{A_s}{B \cdot D}$	幅止め筋	加力方法	切欠き部コンクリート面のラフネス	接合用モルタルの圧縮強度 $\text{kg/cm}^2$	PC板コンクリートの圧縮強度 $\text{kg/cm}^2$	最大せん断力 $Q_u \cdot \text{ton}$	PC板の最大平均せん断応力度 $Z_u (*1) \cdot \text{kg/cm}^2$	
1R0.24W	割裂補強筋量	0.0024	無し	単調載荷	無し	523	394	33.6	18.7(0.92)	
1R0.42W		0.0042				420	375	37.2	20.6(0.94)	
1R0.66W		0.0066				398	376	44.8	24.9(1.01)	
1R2.15W		0.0215				523	394	46.2	25.6(0.64)	
2RF0.66S	コンクリート面のラフネス	0.0066	無し	単調載荷	鋼製型枠で成形した面	504	403	42.3	23.5(0.96)	
2RF1.11S								0.0111	45.9	25.5(0.89)
2RF0.66SR								0.0066	44.2	24.5(1.00)
2RF1.11SR								0.0111	45.6	25.3(0.86)

試験体名	試験ファクター	割裂補強筋量 $P_r = \frac{A_s}{B \cdot D}$	幅止め筋	加力方法	目地部充填モルタルの有無	接合用モルタルの圧縮強度 $\text{kg/cm}^2$	PC板コンクリートの圧縮強度 $\text{kg/cm}^2$	最大せん断力 $Q_u \cdot \text{ton}$	PC板の最大平均せん断応力度 $Z_u (*1) \cdot \text{kg/cm}^2$	
1H0.00	幅止め筋量	0.0000	無し	単調載荷	無し	452	252	19.0	10.6	
1H0.21						D13@200	394	224	25.0	13.9
1H0.33						D16@200	460	213	27.6	15.3
1H0.42						D13@100	429	219	26.7	14.9
1H0.66						D16@100	511	241	28.3	15.7
2H0.42F45	目地部充填	0.0042	D13@200	単調載荷	無し	462	244	33.2	18.4(0.82)	
2H0.66F45						D16@200	449	244	32.8	18.2(0.81)
2H0.66F90	モルタルの有無	0.0042*2	D13@200	単調載荷	有り	451	220	33.8	18.8(0.84)	
3H0.42F45M						D13@200	475	254	52.0	28.9(1.29)
3H0.66F45M						D16@200	429	255	52.5	29.2(1.30)

\*1 ( )内の値は下記の実験式で求めた最大せん断耐力  $\bar{\tau}_u$  に対する比率  $\bar{\tau}_u = 0.28 P_r \cdot f_y + 17.7$

$P_r$ ：割裂補強筋比， $f_y$ ：鉄筋の降伏応力

\*2 両端に折曲げ角度 90° のフックをもつ割裂補強筋

表-1 試験体一覧と実験結果

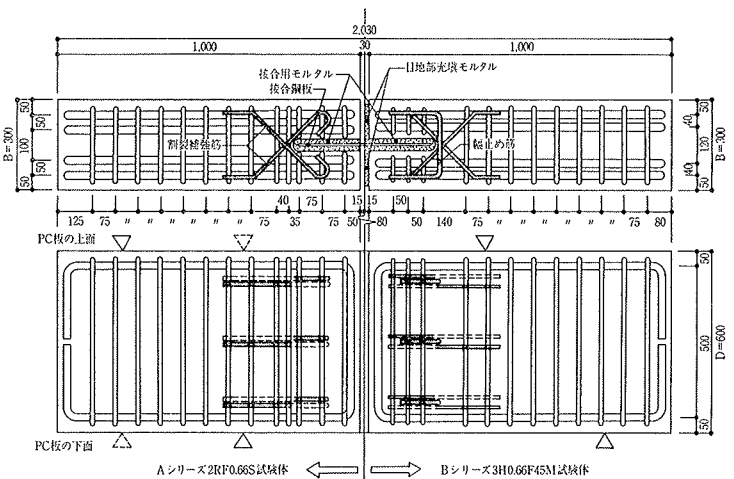


図-1 試験体の形状寸法および配筋

の 4 体については接合鋼板の歪度を三軸 W.S.G. で行なった。

## 3. 実験結果とその検討

### 3.1. 接合部の破壊経過

A および B シリーズ

の目地部充填モルタルのない試験体を加力すると，ま

	$s\sigma_s^{*1}$	$s\sigma_{max}^{*1}$	$sE^{*1}$	備考
	$\text{ton/cm}^2$	$\text{ton/cm}^2$	$\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$	
D25	3.70	5.68	1.83	A シリーズ
D16	3.75	5.36	1.87	
D13	3.48	5.22	1.92	
D10	3.86	5.68	1.71	
E-6	3.18	3.92	1.99	B シリーズ
D16	3.53	5.37	1.84	
D13	3.82	5.64	1.90	
E-6	3.03	3.58	2.05	

\*1 鉄筋は公称断面による算定値

表-2 使用材料の性質

ず、接合部上面（加力面）の接合鋼板と接合用モルタルとの接合面に沿ってひび割れが発生した。さらに、荷重を加えると接合鋼板表面の突起を起点として、ほぼ 45° 方向に割裂ひび割れを生じた。そして、荷重の増加にともなって切欠き隅角部から 45° 方向にひび割れを生じ、このひび割れが進展するとともに、切欠き部の面外方向への開きが増大して行き接合鋼板と接合用モルタルの接合面におけるすべり破壊で終局に達した。

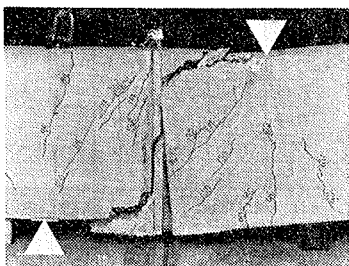
これに対して、B シリーズの目地部充填モルタルがある試験体を加力すると、まず、PC 板のコンクリートに曲げひび割れが生じたが、他の試験体で観察された前述の 45° 方向の割裂ひび割れは生じなかった。そして、荷重の増加にともなって、試験体側面における目地部の打継ぎに沿ってひび割れが、また、試験区間の PC 板側面にせん断ひび割れが生じ、目地部に沿って接合部全体がせん断破壊して終局に達した。その最終破壊状況の例を写真一 1 (3H0.66F45M 試験体) に示す。

### 3.2. 変位

A シリーズのせん断力～接合部の荷重方向の相対変位曲線（正荷重時の包絡線）を図一 2、図一 3 に、B シリーズのそれを図一 4、図一 5 にそれぞれ示す。

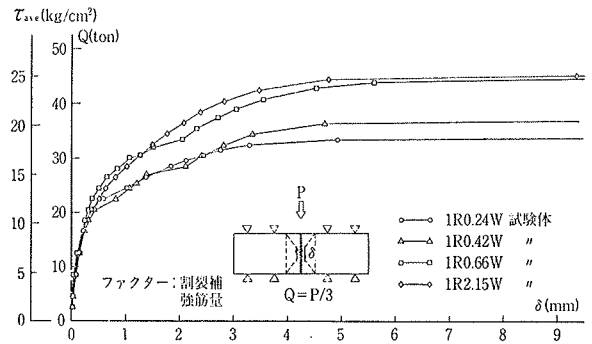
図一 2 は割裂補強筋量を、図一 3 は切欠き部コンクリート面のラフネスをファクターとする試験体の変位性状を示したものである。いずれの試験体も  $Q \approx 20$  ton ( $\tau_{ave} = Q/B \cdot D \approx 11.1$  kg/cm<sup>2</sup>) 近傍までは、ほぼ弾性的な挙動を呈し、それ以後の剛性低下は漸進的であった。図一 2 をみると、余り明瞭ではないが、補強筋量の多いものほど同じ変位レベルで剛性が高く、その低下も緩慢のようである。しかし、割裂補強筋を  $P_r = 2.15\%$  配したものと、 $0.66\%$  配したものとの変位性状に差はみられなかった。これは、変位性状の改善は割裂補強筋を増やすことにより可能だが、その補強には限度があることを示すものであろう。図一 3 をみると、接合部切欠きコンクリート面のラフネスの変位性状への影響はみられず、いずれの試験体も同じような変位性状であった。

図一 4 は幅止め筋量を、図一 5 は PC 板相互の目地部充填モルタルの有無および割裂補強筋のフック折曲げ角度をファクターとする試験体の変位性状をまとめて示したものである。図一 4 をみると、

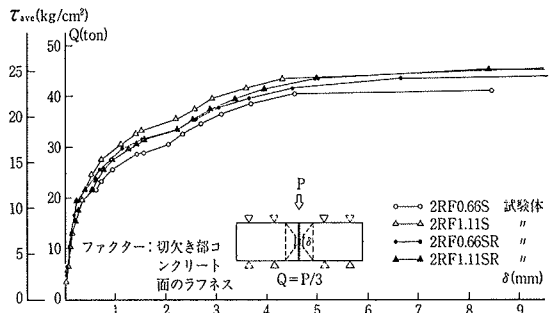


写真一 1 最終破壊状況

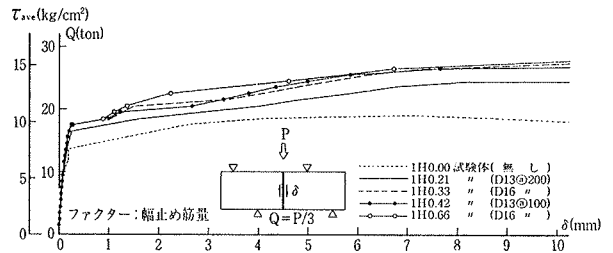
いずれの試験体も  $Q \approx 17$  ton ( $\tau_{ave} \approx 9.5$  kg/cm<sup>2</sup>) 近傍までは、ほぼ弾性的な挙動を示した。しかし、それ以後



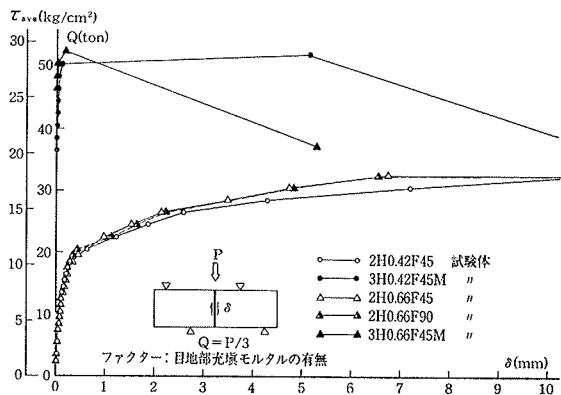
図一 2 せん断力～接合部の相対変位曲線 (包絡線)



図一 3 せん断力～接合部の相対変位曲線 (包絡線)

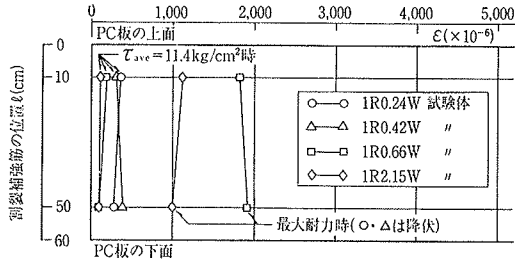


図一 4 せん断力～接合部の相対変位曲線



図一 5 せん断力～接合部の相対変位曲線

の剛性低下は、A シリーズのものと比較して幅止め筋量に余り関係なく急激であった。図一 5 の目地部充填モルタルのない試験体の変位性状は、定性的には A シリーズのものと同様であるといえる。一方、目地部充填モルタルのある試験体の変位性状は、かなり異なる性状を示しており、最大荷重近傍まではほとんど相対変位は生じて



図一六 割裂補強筋の歪度分布 (試験ファクター：割裂補強筋量)

おらず、目地部充填モルタルがPC板の相対すべりを拘束していたといえよう。しかし、その変位性状は、相対変位を生じはじめると、それ以後の剛性低下が著しく変形能に乏しいものであった。

3.3. 歪度

Aシリーズの割裂補強筋量をファクターとする試験体の歪度分布を図一六に、Bシリーズの目地部充填モルタルの有無および幅止め筋量をファクターとする試験体の歪度分布をそれぞれ図一七、図一八に示す。

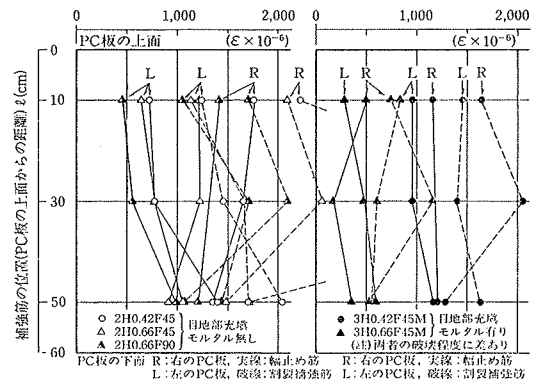
図一六をみると、 $\tau_{ave}=11.4 \text{ kg/cm}^2$ における各試験体の歪度は、 $100\sim 390 \mu$ で補強筋量の多いものが小さく少ないものが大きい傾向はみられるが大差はなかった。しかし、最大耐力時における歪度は、割裂補強筋量  $P_r=0.24, 0.42$ および $0.66$ のものでは降伏或いは降伏近傍に達していた。これに対して、 $P_r=2.15\%$ と補強筋量の非常に多い試験体の歪度は、 $1,000\sim 1,100 \mu$ と降伏歪度の半分程度であった。これは、接合部のせん耐力がある補強筋量の範囲では補強筋の降伏によって決まることを示している。言い換えれば、ある限度以上に割裂補強筋量を増しても、それに見合うせん断耐力の上昇は期待できないことを示唆している。

図一七は、最大耐力時の歪度分布を示したもので、目地部充填モルタルのない試験体の幅止め筋および割裂補強筋の歪度は、それぞれ  $460\sim 1,760 \mu, 1,050\sim 5,460 \mu$ であった。一方、充填モルタルのある試験体の歪度はそれぞれ  $170\sim 1,200 \mu, 570\sim 2,050 \mu$ であった。以上のように試験体および測点によってかなりばらつきがあるものの幅止め筋よりも割裂補強筋に、より大きな歪度が生じていた。

図一八は、最大耐力時の歪度分布を示したもので、その歪度は、 $400\sim 3,150 \mu$ とばらつきが大きい、定性的には幅止め筋の多いものが小さく、少ないものが大きい傾向を示した。

3.4. 接合鋼板の主歪分布

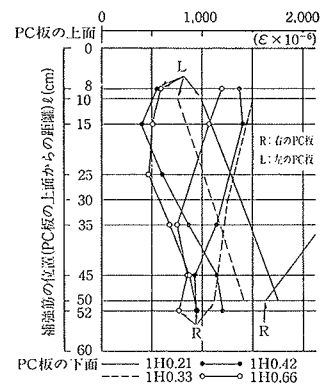
$Q=30.5 \text{ ton}$  ( $\tau_{ave}=16.9 \text{ kg/cm}^2$ ) 時と最大耐力近傍(充填モルタルのある試験体)の接合鋼板の主歪を図一



図一七 幅止め筋および割裂補強筋の歪度分布 (試験ファクター：目地部充填モルタルの有無)

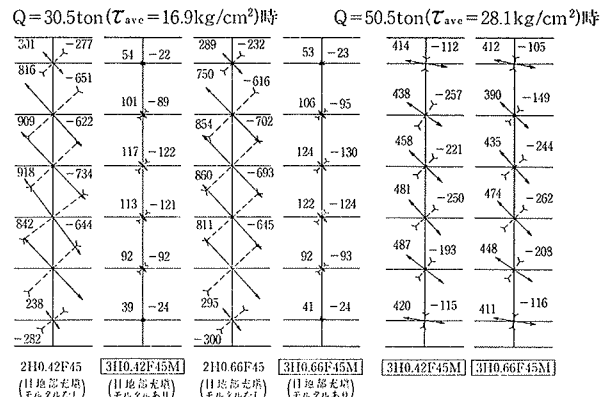
に示す。

$Q=30.5 \text{ ton}$  時の主歪の方向は、いずれの試験体も同じような性状であった。しかし、図からもよくわかるように、主歪の値には充填モルタルの有無による差が明瞭に認められた。すなわち、目地部充填モルタルがある試験体の最大引張および最大圧縮主歪は、 $124 \mu$ と  $-130 \mu$ で充填モルタルのないもののそれは、



図一八 幅止め筋の歪度分布 (試験ファクター：幅止め筋量)

$918 \mu$ と  $-734 \mu$ であった。このように、前者の主歪は後者の $1/(7.5\sim 5.5)$ で、これは、目地部充填モルタルがせん断力を効果的に伝達していることを示すものである。また、充填モルタルがある試験体の最大耐力近傍における最大引張および最大圧縮主歪は、 $487 \mu$ と  $-262 \mu$ で、 $Q=30.5 \text{ ton}$  時の引張主歪と圧縮主歪との比率  $1:1$ が  $2:1$  へと引張主歪の卓越する分布性状へと変化した。



図一九 接合鋼板の主歪分布

3.5. 強度

AおよびBシリーズの実験結果をまとめて表-1に、PC板の最大平均せん断応力度  $\bar{\tau}_u$  と割裂補強筋量  $P_r$  とその降伏点  $f_y$  との積  $P_r \cdot f_y$  との関係を図-10に示す。比較ファクター別にPC板の  $\bar{\tau}_u(Q_u/B \cdot D)$  で比較すると次のようである。

- (1) 切欠き部コンクリート面のラフネス——目荒しなしの面で  $P_r=0.66$  および  $1.11\%$  の試験体の強度は、 $\bar{\tau}_u=23.5 \text{ kg/cm}^2$  および  $25.5 \text{ kg/cm}^2$  で、目荒しした面で  $0.66$  および  $1.11\%$  の試験体の強度は、 $\bar{\tau}_u=24.5 \text{ kg/cm}^2$  および  $25.3 \text{ kg/cm}^2$  であった。前者の  $\bar{\tau}_u$  は後者に対する比率でみると、 $0.96$ 倍 ( $0.66\%$ のもの) と  $1.01$ 倍 ( $1.11\%$ のもの) でラフネスによる顕著な影響はなかった。
- (2) 正負交番繰返し——正負交番繰返しを行なった試験体の強度は、実験式による計算値に対する比率でみると  $0.86 \sim 1.01$ 倍、平均  $0.93$ 倍とやや低いが、この程度の繰返しによる強度への影響はほとんど無いといえる。
- (3) 幅止め筋量——幅止め筋のみを配した 1H0.21, 1H0.33, 1H0.42 および 1H0.66 試験体の強度は、それぞれ  $\bar{\tau}_u=13.9 \text{ kg/cm}^2$ ,  $15.3 \text{ kg/cm}^2$ ,  $14.9 \text{ kg/cm}^2$  および  $15.7 \text{ kg/cm}^2$  で、幅止め筋のない 1H0.00 試験体の強度  $\bar{\tau}_u=10.6 \text{ kg/cm}^2$  に対する比率でみると、 $1.31 \sim 1.48$ 倍と幅止め筋によるせん断耐力の上昇が認められた。しかし、幅止め筋を配した試験体の強度は、割裂補強筋を配したものの耐力増加はなく、そのうえ、幅止め筋量とせん断耐力との間に明確な相関関係が認められなかった。従って、幅止め筋と割裂補強筋とを併用した試験体の結果をも考え合せると、接合部のせん断耐力の算定に幅止め筋量を組み入れることはできないと思われる。
- (4) 目地部充填モルタルの有無——目地部充填モルタルのある 3H0.42F45M および 3H0.66F45M 試験体の強度は、 $\bar{\tau}_u=28.9 \text{ kg/cm}^2$  および  $29.2 \text{ kg/cm}^2$  で、計算値に対する比率でみると、 $1.29$ 倍および  $1.30$ 倍であった。充填モルタルのない 2H0.42F45 および 2H0.66F45 試験体の強度は、 $\bar{\tau}_u=18.4 \text{ kg/cm}^2$  および  $18.2 \text{ kg/cm}^2$  で、充填モルタルのあるものの  $0.64$ 倍と  $0.63$ であった。以上のように、目地部充填モルタルには、接合部のせん断耐力を高める顕著な効果が認められた。このことから、前報で提案した実験式に基づいて求めた。設計に用いる許容値は安全側の値になるといえる。
- (5) 割裂補強筋のフック折曲げ角度——折曲げ角度  $45^\circ$  の 2H0.66F45 および  $90^\circ$  の 2H0.66F90 試験体の強度は  $\bar{\tau}_u=18.2 \text{ kg/cm}^2$  および  $18.8 \text{ kg/cm}^2$  とほぼ同じ耐力を示しフック折曲げ角度の違いによるせん断耐力への影響はなかった。

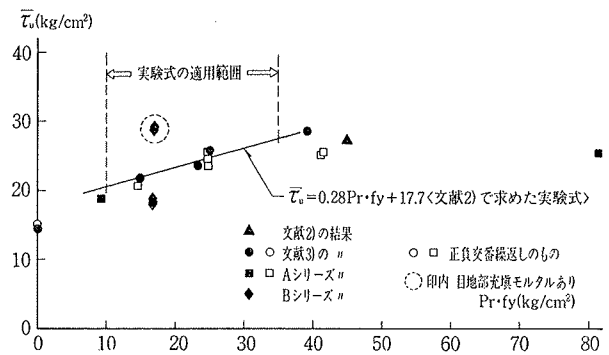


図-10 最大平均せん断応力度と割裂補強筋量との関係

- (6) 割裂補強筋量  $P_r$ —— $P_r=0.24, 0.42$  および  $0.66\%$  の試験体の強度は、 $\bar{\tau}_u=18.7 \text{ kg/cm}^2, 20.6 \text{ kg/cm}^2$  および  $24.9 \text{ kg/cm}^2$  で、計算値に対する比率でみると、それぞれ  $0.92, 0.94$  および  $1.01$ 倍であった。このように、実験値と計算値とは比較的よい対応を示した。これに対して、 $P_r=2.15\%$  の試験体の強度は、 $\bar{\tau}_u=25.6 \text{ kg/cm}^2$  で計算値に対する比率でみると、 $0.64$ 倍で割裂補強筋量に見合う耐力の上昇は認められなかった。これらの結果から、割裂補強筋による効果が期待できる補強筋量に上限値が存因し、 $P_r \cdot f_y$  が  $10 \sim 35 \text{ kg/cm}^2$  程度の範囲では、提案した実験式を用いて接合部のせん断耐力を算定できると思われる。

4. 結 び

PB-J 工法による鉛直接合部の逆対称加力形式による曲げせん断実験を行ない、切欠き部コンクリート面のラフネス、幅止め筋量および目地部充填モルタルの有無などのせん断耐力への影響について検討した。

この結果から、PB-J 工法による接合部のせん断耐力性状をより明らかにするとともに、前報で提案した実験式に、適用範囲を定めて、接合部の設計に用いる許容値を定めることが可能であることがわかった。

参考文献

- 1) 小島, 武田, 菊地: 鉛直接合した PC 板の地下外壁への適用に関する実験的研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和56.10)
- 2) 菊地, 武田, 小島: PC 板による山留壁の構造体利用に関する研究(その1), 大林組技術研究所報, No. 19, (1979), pp. 7~12
- 3) 菊地, 武田, 小島: 同題(その2), 大林組技術研究所報, No. 22, (1981), pp. 65~69
- 4) 菊地, 武田, 小島: 同題(その3), 大林組技術研究所報, No. 24, (1982), pp. 24~31