

# PC板による山留壁の構造体利用に関する研究（その2）

——接合部の曲げせん断実験——

菊地利武 武田寿一  
小畠克朗

## Structural Use of Retaining Walls of Precast Concrete Panels (Part 2)

—Shear-Bending Tests of Connections—

Toshitake Kikuchi Toshikazu Takeda  
Yoshiro Kobatake

### Abstract

The Object of this study is to consider use of retaining walls of precast concrete panels as shear walls of structures. This paper is concerned with shear-bending tests of connections in plane between precast panels. These tests were performed in order to investigate influences on shear strength of various factors (reinforcement quantity against splitting failure, shear-span ratio, connection depth, thickness of precast concrete panel, and thickness of joint steel plate). Based on these test results, it was possible to confirm the shear strength of each joint and quantitatively obtain data required for design of connections.

### 概 要

この研究の目的は、地震時水平力をも負担するPC板による地下外周本体構造の開発である。この報告は、PC板相互の面内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。割裂補強筋量、せん断スパン比、切欠き深さ、PC板の板厚および接合鋼板の板厚などのファクターが、接合部のせん断耐力に与える影響について比較検討した。実験結果から、各々のファクターの違いによるせん断耐力性状を知るとともに、この接合部を設計するうえで必要とされる定量的なデータを得ることができた。

## 1. 序

山留壁として構築するPC板による地中連続壁を地震時水平力をも負担する地下本体構造として利用するには、PC板相互を一体化するのが有効である。

前報<sup>1)</sup>では、このPC板相互の面内接合法について予備的な検討を行ない、この構築法による接合部が十分なせん断耐力を保有しており、PC板相互の面内接合法として利用しうるものであることを述べた。

この報告は、接合部の補強策の効果などについて、更に、詳しく検討するために行なったPC板相互の面内接合部を有する梁部材の逆対称加力形式による曲げせん断実験に関するものである。割裂補強筋量、せん断スパン

比、切欠き深さ、PC板の板厚および接合鋼板の板厚などのファクターが、接合部のせん断耐力に与える影響について比較検討し、その結果について述べている。

## 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一例を図-1に、試験体の一覧を表-1に示す。

試験体は、図-1に示すように2枚のPC板を接合したものである。一方のPC板には接合鋼板の半分をコンクリートと一体に埋込み、他方のPC板には接合鋼板に相当する位置に、接合スペースとなる切欠きを設けている。試験体はこれら2枚のPC板を相対して設置し、切

欠きと接合鋼板との空隙に接合用モルタルを充填することにより一体化される。

試験体は、以下に述べる①～⑤をファクターとする合計16体で、これらのファクターとせん断耐力との関係を検討するものである。①接合部切欠き隅角部に配筋する割裂補強筋量  $Pr (=As/B \cdot D, As: 割裂補強筋の全断面積, B: PC 板の板厚, D: PC 板のせい)$  ——  $Pr = 0.0, 0.42, 0.66, 0.71$  および  $1.11\%$  の5種類。②せん断スパン比  $a/D$  ( $a = 40 \text{ cm}$ ) ——  $a/D = 0.4, 0.5, 0.67$  および  $1.0$  の4種類。③PC 板の板厚  $B$  ——  $B = 30, 40$  および  $50 \text{ cm}$  の3種類。④切欠き深さ  $l$  ——  $l = 14, 22$  および  $30 \text{ cm}$  の3種類。⑤接合鋼板の板厚  $t$  ——  $t = 4.5$  および  $6.0 \text{ mm}$  の2種類。

試験体の配筋は、主筋の曲げ降伏およびPC 板のせん断破壊を生じさせないように決めており、試験体の形状寸法に関係なく同一配筋とし、曲げ補強筋は4-D25、せん断補強筋は2-D13@75としている。なお、加力および反力の接合部に与える影響を出来るだけ小さくするとともに、接合鋼板に直接加力することを避けるために  $a = 40 \text{ cm}$  とした。

2.2. 試験体の製作

この実験に供する試験体は、PC 板の製作およびPC 板相互の接合の2工程で製作している。

まず、第一の工程はPC 板の製作である。予め先組みした鉄筋を底型枠上に平打ちとなるように置いた。そして、接合鋼板の半分をコンクリートと一体に埋込むものは、接合鋼板を所定位置に設置固定するように側面の型枠を固めた。接合スペースとなる切欠きを端面に成形するものは、切欠き成形用の塩ビパイプとベニヤ型枠を木製キャンパで側面の型枠に固定した上で側面の型枠を固めた。コンクリートの打設に際しては棒状バイブレーターを用いて十分に締固めを行ない、接合部切欠きおよび接合鋼板下ばに充填不良などを生じさせないように留意した。

次に、第二の工程はPC 板相互の接合である。コンクリートの打設養生後にPC 板を建起こし、対になる2枚のPC 板を所定の位置に設置した。そして切欠き端面に接合鋼板を両側からはさむように接合用モルタルの流出を防ぐベニヤ型枠を木製キャンパで固定した。接合部切

試験体名	PC板の板厚	PC板のせい	接合部の切欠き深さ	割裂補強筋量	接合鋼板の板厚	PC板コンクリートの圧縮強度	接合用モルタルの圧縮強度	最大せん断耐力	PC板の最大平均せん断耐力
	B (cm)	D (cm)	l (cm)	Pr (As/B·D)	t (mm)	cσ (kg/cm <sup>2</sup> )	kg/cm <sup>2</sup>	Qmax (ton)	max value (kg/cm <sup>2</sup> ) (Qmax/B·D)
割裂補強筋量	1-R0.0-1	30	60 (0.67)	22	6.0	322	706	26.1	14.5
	1-R0.0-2							27.3	15.2
	1-R0.42							39.2	21.8
	1-R0.66							42.5	23.6
	1-R0.71							46.5	25.8
せん断スパン比	2-D40	40 (1.0)	80 (0.5)	0.0066	6.0	323	745	26.5	22.1
	2-D80	53.8						22.4	
	2-D100	65.5						21.8	
PC板の板厚	3-B40	40	60 (0.67)	0.0050	6.0	322	706	54.2	22.6
	3-B50	50						55.7	18.6
切欠き深さと接合鋼板の板厚	4-JD14-6.0	30	14	0.0066	4.5	323	745	44.2	24.6
	4-JD30-6.0		30					40.5	22.5
	4-JD14-4.5		14					36.2	20.1
	4-JD22-4.5		22					39.8	22.1
	4-JD30-4.5		30					38.3	21.3

試験体名の説明 Rシリーズ:1-R①, Dシリーズ:2-D②, Bシリーズ:3-B③, JDシリーズ:4-JD④⑤  
①割裂補強筋比, ②PC板のせい, ③PC板の板厚, ④切欠き深さ, ⑤接合鋼板の板厚

表-1 試験体一覧と実験結果

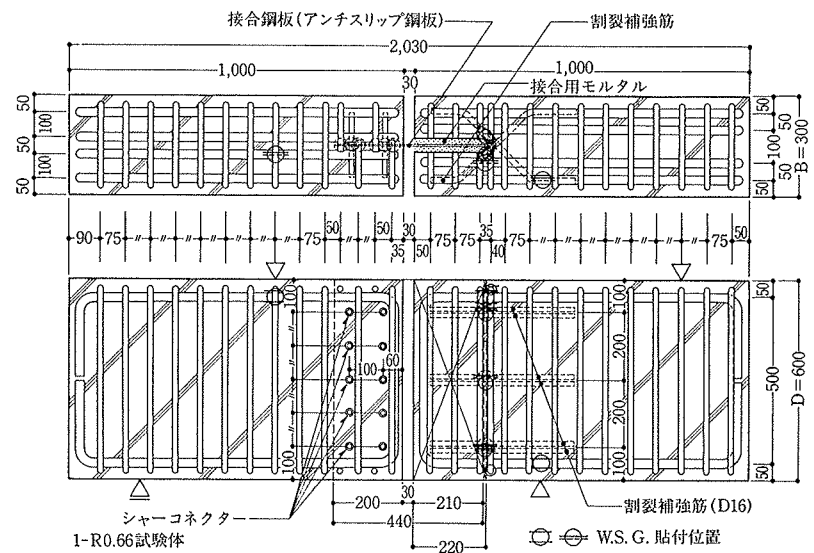


図-1 試験体の形状・寸法および配筋

欠きと接合鋼板との空隙に、上面から接合用モルタルを流し込み一体化した。一体化した試験体の運搬に際しては、接合鋼板に面外方向の曲げが加わらないように、面外方向への変形を拘束する治具で養生した上で行なった。

2.3. 使用材料

使用する鉄筋はSD30のD25, D16 および D13で、接合鋼板はSS 41の  $t = 4.5$  および  $6.0 \text{ mm}$  の表面に貫通部突起のあるアンチスリップ鋼板である。使用鋼材の材料試験結果を表-2

に示す。

PC 板のコンクリートは、設計基準強度  $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ 、スランプ  $18 \text{ cm}$  の普通コンクリート（早強セ

	sσy (ton/cm <sup>2</sup> )	sσmax (ton/cm <sup>2</sup> )	sE (ton/cm <sup>2</sup> )
D25	3.55	5.82	1800
D16	3.53	5.37	1840
D13	3.53	5.67	1870
E-4.5	3.06	3.71	1980
E-6.0	3.18	3.92	1990

表-2 使用鋼材の性質

メント使用)で生コンを使用した。

接合用モルタルは、2.5 mm 以下の川砂の普通モルタルである。その配合は、早強セメントと川砂との比率が重量比で1:1、水セメント比  $W/C=45\%$  である。なお、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一に示した。

### 2.4. 加力と測定方法

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、1-R0.0-2 試験体のみ4回の正負交番繰返し加力で、その他の試験体においては、1回の一方繰返し加力である。

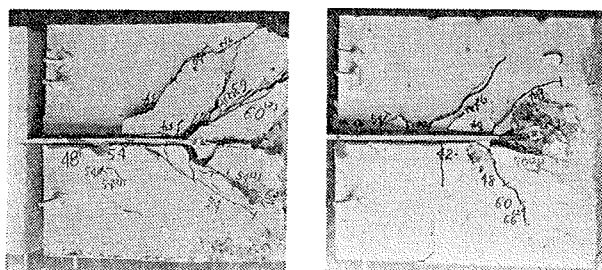
測定は、変位として PC 板間の相対変位、接合部の鉛直変位(すべり量)および切欠きの開き量を1/100 或いは1/200 mm 精度の撓動抵抗型変位計で行なった。また、歪度として図一に  $\odot$  印或いは  $\ominus$  印で示した位置における主筋、せん断補強筋および割裂補強筋の歪度を W.S.G. で行なった。

## 3. 実験結果とその検討

### 3.1. 接合部の破壊経過

加力すると、いずれの試験体も、まず、全荷重  $P=33 \sim 99$  ton で試験体上面の接合鋼板と接合モルタルとの境界面に沿ってひび割れが生じた。多くの試験体において上述のひび割れ荷重或いはこの荷重よりも10 ton 程度大きい荷重の範囲で、接合鋼板の貫通部突起を起点に、ほぼ  $45^\circ$  方向に割裂ひび割れが発生した(写真一参照)。そして、荷重の増加に伴って切欠き隅角部から  $45^\circ$  方向に割裂ひび割れが生じた。更に、加力すると、このひび割れが拡大進展すると共に、切欠きの開きが増大し、接合鋼板と接合用モルタルとの接合面におけるすべり破壊で終局に達した。写真一に1-R0.0-1 および1-R0.71 試験体における接合部上面の破壊状況を一例として示したが、他の試験体の破壊パターンも同様であった。

しかし、詳細にみると両者の割裂ひび割れの進展状況に多少相違がみられる。これは、1-R0.0-1 試験体には



1-R0.0-1 試験体

1-R0.71 試験体

写真一 接合部の破壊状況

割裂補強筋を配筋していないのに対して、1-R0.71 試験体には  $P_r=0.71\%$  の割裂補強筋を配筋しており、この補強効果がひび割れの進展状況に現れたためと思われる。また、正負交番繰返しを行なった1-R0.0-2 試験体と一方方向の繰返しを行なった他の試験体とで、接合部の破壊経過に相違はみられなかった。

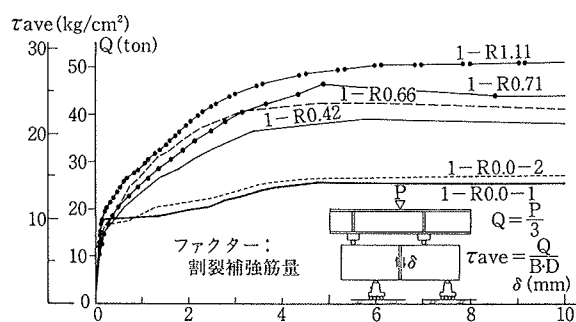
### 3.2. 変位性状

接合部に作用するせん断力と接合部の鉛直変位(すべり量)との関係を、ファクター別にそれぞれ図二~四に示す。また、正負交番繰返しを行なった1-R0.0-2 と一方方向の繰返しを行なった1-R0.0-1 試験体のせん断力~PC 板間の相対変位曲線を図五に示す。

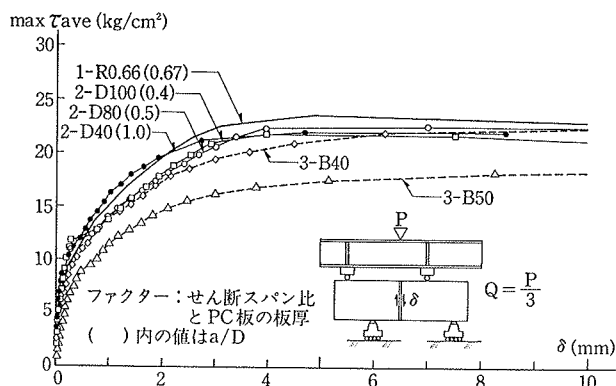
いずれの試験体も、最小  $\tau_{ave}=8.3 \text{ kg/cm}^2$  ( $\tau_{ave}=Q/B \cdot D$ ) 近傍までほぼ弾性的な挙動を示した。それ以後の剛性低下は、 $P_r=0\%$  の1-R0.0-1 と1-R0.0-2 試験体において急激であったが、その他の割裂補強筋を配筋したものは漸進的であった。

(1) 図二に示すように、 $P_r$  をファクターとする試験体について、同一変位でその剛性を比較すると、割裂補強筋量の多いものほど剛性が高く、また、剛性低下の緩慢な変位性状を示す傾向にあった。

(2) 図三に示すように、 $a/D$  をファクターとする試験体について、同一変位でその剛性を比較すると、ほぼ同じであり、 $a/D$  の影響はみられなかった。



図二 せん断力~接合部の鉛直変位 (包絡線)



図三 せん断力~接合部の鉛直変位 (包絡線)

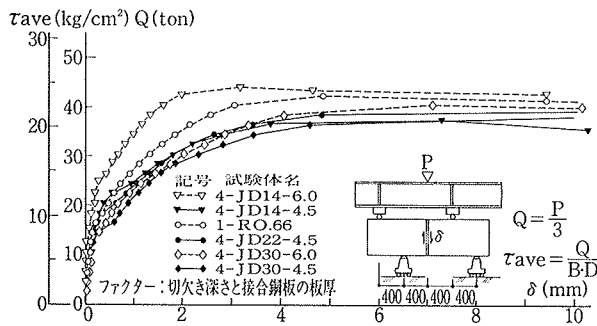


図-4 せん断力～接合部の鉛直変位 (包絡線)

(3) Bをファクターとする試験体について、同一変位でその剛性を比較すると、Bの小さいものが高い値を示した。しかし、以上の関係は、PC板における $\tau_{ave}$ と $\delta$ から求めたものであり、接合部に作用するせん断力Qと $\delta$ から求めた剛性はBの大きいものが高かった。

(4) 図-4に示すように、 $l$ をファクターとする試験体について。同一変位でその剛性を比較すると、 $t = 6.0$  mmでは、 $l$ が浅いものほど高いが、 $t = 4.5$  mmでは、以上の関係は明瞭に現われなかった。

また、 $t = 6.0$  mmのものでは、最大荷重時の変位が $l$ の浅いものほど小さく、深いものほど大きい傾向にあった。これは、切欠き深さ $l$ が浅すぎると変形能に乏しい接合部となりうることを示唆していよう。

図-5に示すように、正負交番繰返し並びに一方方向の繰返しを行なったものの変位性状を比較すると、弾性的な挙動を示す $Q = 18$  ton近傍までは、両者の性状に顕著な差はみられなかった。急激に変位の進行した後の繰返しにおいて、正負交番繰返しを行なったものの履歴ループは、逆S状の変位特性を示した。このように典型的な逆S状の履歴特性を呈するものは、この接合部における耐力機構に起因するものであろう。

しかし、最大荷重に達する過程では、正負交番繰返しを行なったものに剛性低下はみられず、一方方向の繰返し

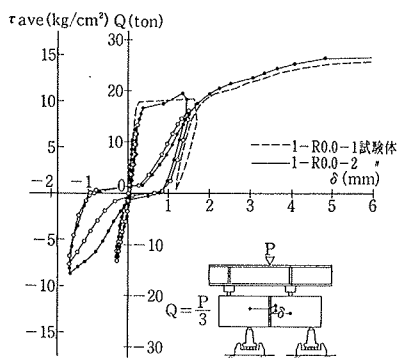


図-5 せん断力～PC板間の相対変位曲線

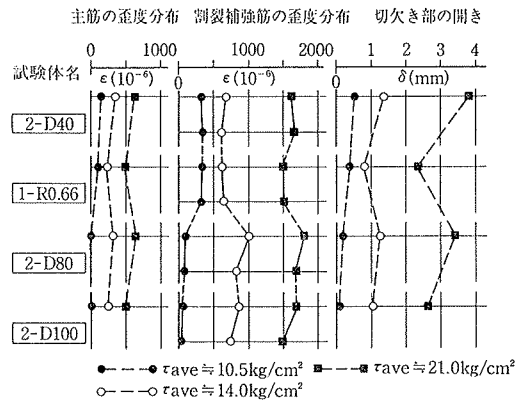


図-6 切欠きの開きと鉄筋の歪度分布

を行なったものとはほぼ同じ変位性状であった。

### 3.3. 切欠き部の開きと鉄筋の歪度分布

せん断スパン比 $a/D$ をファクターとする試験体における切欠き部の開きと接合部近傍の主筋、せん断補強筋および割裂補強筋の歪度分布を図-6に、割裂補強筋量 $P_r$ をファクターとする1-R 0.71および1-R 1.11試験体のものを図-7に示す。

図-6の割裂補強筋(最上段と最下段のもの)の歪度分布は、多少ばらついているが、それぞれの試験体の値はほぼ近似した値を示している。このことから、この接合部は、 $a/D$ の大小に関係なく接合部全体で耐力を発揮しているといえる。

図-7をみると、切欠き部の開きは $Q = 15 \sim 18$  ton近傍から荷重の増加に伴ってほぼ直線的に増加しており、その性状は、接合部の鉛直変位性状とよく対応している。それぞれの位置における歪度も切欠き部の開きの増加に伴って増大している。割裂補強筋の歪度は、最大荷重直前までそれぞれの位置でほぼ同じ値を示しており、補強筋は、接合部全体で均等に働いているといえる。そして、

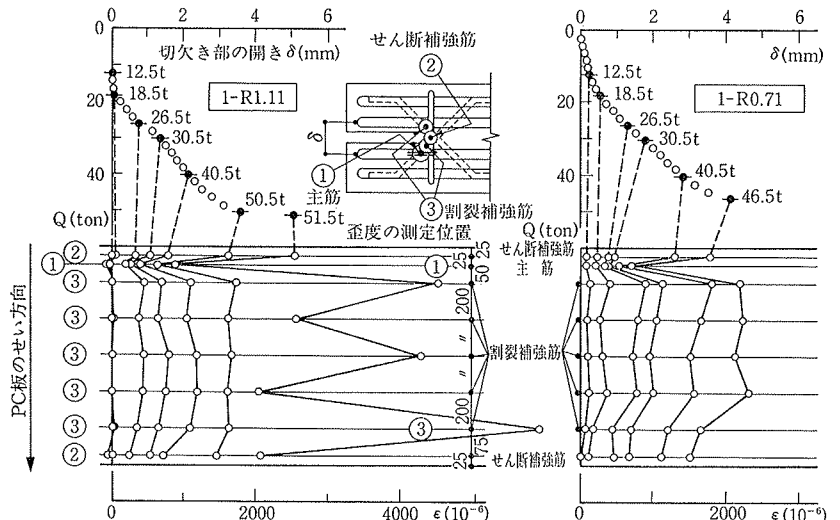


図-7 切欠き部の開きと鉄筋の歪度分布

最大荷重時における割裂補強筋の歪度は、ほぼ隆伏に達しており、試験体の耐力は、割裂補強筋の降伏により決まったものと思われる。

### 3.4. 強度

実験結果をまとめて表-1に、ファクター別に最大せん断耐力を比較したものを、前報のA型およびAC型試験体の結果と共に図-8に示す。比較ファクター別にPC板における最大平均せん断応力度  $\max \tau_{ave}$  ( $Q_{max}/B \cdot D$ ) 或いは  $Q_{max}$  で比較すると次のようである。

(1) 割裂補強筋量  $P_r$ — $P_r = 0\%$  の1-R 0.0-1と1-R 0.0-2試験体の強度は、 $\max \tau_{ave} = 14.5 \text{ kg/cm}^2$  と  $15.2 \text{ kg/cm}^2$  であり耐力に与える繰返しの影響はなかった。

$P_r = 0.42, 0.66, 0.71$  および  $1.11\%$  の試験体の強度は、それぞれ  $\max \tau_{ave} = 21.8 \text{ kg/cm}^2, 23.6 \text{ kg/cm}^2, 25.8 \text{ kg/cm}^2$  および  $28.6 \text{ kg/cm}^2$  であり、 $P_r = 0\%$  の  $\max \tau_{ave} = 14.9 \text{ kg/cm}^2$  (平均値) に対する比率をみると、それぞれ  $1.46, 1.58, 1.73$  および  $1.92$  倍と補強筋量にほぼ見合う耐力上昇があった。この結果を  $P_r \cdot f_y$  ( $f_y$ : 鉄筋の降伏応力度) の違いでその結果をみると図-8となり割裂補強筋を配筋した試験体の  $\max \tau_{ave}$  と  $P_r \cdot f_y$  とは比例関係にある。今、 $\max \tau_{ave}$  と  $P_r \cdot f_y$  とが一次比例すると仮定して回帰分析すると下式となる。

$$\max \tau_{ave} = 17.7 + 0.28 P_r \cdot f_y$$

(2) せん断スパン比  $a/D$ — $a/D = 1.0, 0.67, 0.5$  および  $0.4$  の試験体の強度は、それぞれ  $\max \tau_{ave} = 22.1 \text{ kg/cm}^2, 23.6 \text{ kg/cm}^2, 22.4 \text{ kg/cm}^2$  および  $21.8 \text{ kg/cm}^2$ 、平均  $22.5 \text{ kg/cm}^2$  であった。最大値および最小値の平均値に対する比率をみると、前者が  $1.05$  倍、後者が  $0.97$  倍であり  $a/D$  の影響による顕著な強度差は認められなかった。

(3) PC板の板厚— $B = 30 \text{ cm}, 40 \text{ cm}$  および  $50 \text{ cm}$  の試験体の強度は、それぞれ  $Q_{max} = 42.5 \text{ ton}, 54.2 \text{ ton}$  および  $55.7 \text{ ton}$  であり、 $B = 40 \text{ cm}$  と  $50 \text{ cm}$  の  $Q_{max}$  を  $B = 30 \text{ cm}$  のものに対する比率でみると、前者が  $1.27$  倍、後者が  $1.31$  倍であった。このようにPC板の板厚を増すことにより、ある範囲内で接合部の保有せん断耐力を

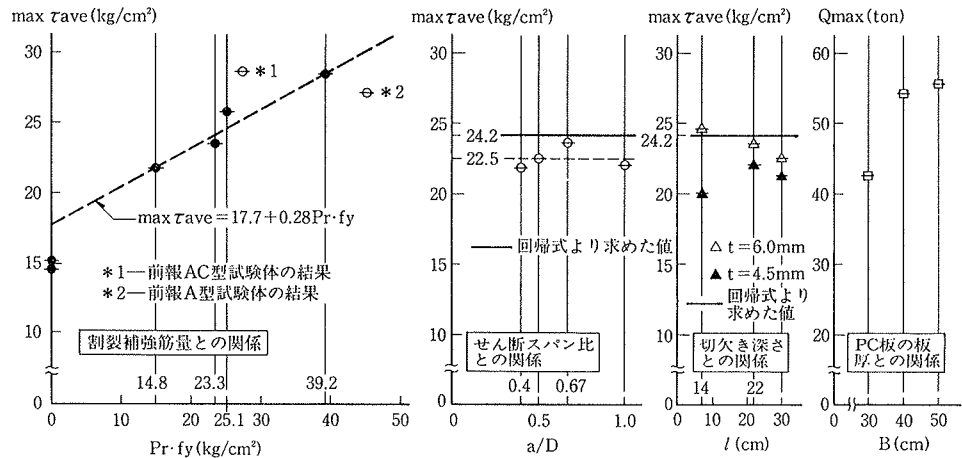


図-8 最大せん断耐力

増大させることができる。

(4) 切欠き深さ  $l$ — $l = 14 \text{ cm}, 22 \text{ cm}$  および  $30 \text{ cm}$  の試験体の強度は、 $t = 6.0 \text{ mm}$  のものでそれぞれ  $\max \tau_{ave} = 24.6 \text{ kg/cm}^2, 23.6 \text{ kg/cm}^2$  および  $22.5 \text{ kg/cm}^2$  であり、 $t = 4.5 \text{ mm}$  のものでそれぞれ  $\max \tau_{ave} = 20.1 \text{ kg/cm}^2, 22.1 \text{ kg/cm}^2$  および  $21.3 \text{ kg/cm}^2$  であった。 $t = 6.0 \text{ mm}$  のものは、 $l$  が浅い程耐力の高い傾向を示しているものの大差はなく、 $t = 4.5 \text{ mm}$  のものには、そのような傾向はみられなかった。この程度の範囲であれば、 $l$  のせん断耐力に与える影響は小さいものと思われる。

(5) 接合鋼板の板厚  $t$ — $t$  をファクターともする4-JD試験体の  $t = 6.0 \text{ mm}$  および  $t = 4.5 \text{ mm}$  のものの平均強度は、前者が  $\max \tau_{ave} = 23.6 \text{ kg/cm}^2$ 、後者が  $\max \tau_{ave} = 21.2 \text{ kg/cm}^2$  と、後者は前者の  $90\%$  であり、 $t = 6.0 \text{ mm}$  のものの方がやや高い耐力を示したが、その強度差は顕著なものではなかった。

### 4. 結び

PC板相互の面内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、そのせん断耐力を検討した。

その結果から、割裂補強筋量などの違いによる接合部のせん断耐力性状を知るとともに、この接合部を設計する上で必要とされる定量的なデータを得ることができた。

### 参考文献

- 1) 武田, 小島, 菊地: 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