

# 論文 PRC はり部材の正負交番繰返し荷重下におけるせん断耐荷特性に関する研究

三方 康弘<sup>\*1</sup>・井上 晋<sup>\*2</sup>・小林 和夫<sup>\*3</sup>・仁枝 保<sup>\*4</sup>

**要旨**：本研究では、プレストレス量、せん断補強筋量、PC鋼材の付着の有無を要因として、曲げ破壊先行型9体、せん断破壊先行型6体の合計15体の矩形断面PRCはり供試体の載荷試験を実施し、正負交番繰返し荷重下におけるコンクリート負担せん断力の低下メカニズムなどのせん断耐荷特性、曲げ耐荷特性ならびに全変形量に占める曲げ変形量とせん断変形量との割合に関して検討を行った。

**キーワード**：PRCはり、正負交番載荷、コンクリート負担せん断力、せん断変形

## 1. はじめに

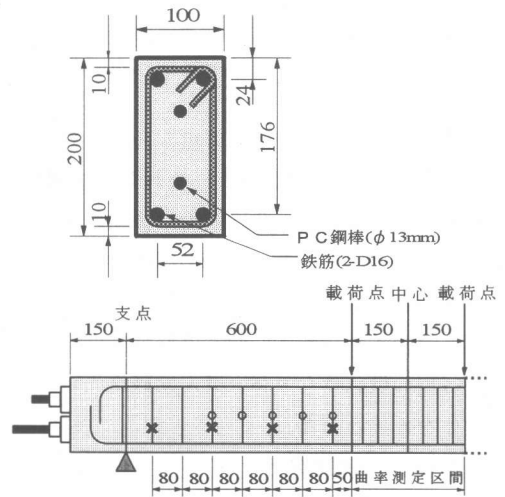
最近、軸方向にプレストレスを適切に導入した橋脚は極めて耐震的で、かつ、復元性に優れたものであること<sup>1)</sup>が報告されており、地震時の損傷レベルを制御することを目的として、PC橋脚が注目されつつある。また、橋脚のような地震荷重を受ける部材においては、繰返し作用するせん断力によるせん断変形の影響が大きく、その耐荷・変形特性を的確に把握しておくことが重要である。しかし、正負交番繰返し荷重下におけるPRC部材のせん断耐荷・変形特性に関する研究例は少ない。そこで本研究では、矩形断面PRCはり部材を対象として、正負交番繰返し荷重下におけるコンクリート負担せん断力の低下メカニズム、ならびに全変形量に占める曲げ変形量とせん断変形量との割合について検討を行った。

$\phi 13$  ( $f_{pu}=1289\text{N/mm}^2$ ) PC鋼棒を用いた。実験要因は、①プレストレスによる断面上下縁の応力 (0, 3.0, 5.0  $\text{N/mm}^2$  の3種類)、②せん断補強筋の配置間隔 (80mm (せん断補強筋比: 0.79%), 160mm (せん断補強筋比: 0.40%)), ③PC鋼材の付着の有無 (ボンドタイプ, アンボンドタイプ) ④載荷形式 (正負交番載荷 (同一変位での繰返し回数各1回), 一方向単調載

## 2. 載荷試験概要

### 2.1 供試体の種類

本研究の検討に用いたPRCはり部材の断面形状・寸法を図-1に示す。主鉄筋には上下2-D16 ( $f_y=356\text{N/mm}^2$ )、せん断補強筋にはD6スターラップ ( $f_y=415\text{N/mm}^2$ )、PC鋼材には



○：スターラップゲージ配置間隔160mmの供試体は×部分のスターラップを除く

図-1 供試体の断面形状・寸法 (単位: mm)

\*1 大阪工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻 工修 (正会員)  
 \*2 大阪工業大学助教授 工学部土木工学科 工博 (正会員)  
 \*3 大阪工業大学教授 工学部土木工学科 工博 (正会員)  
 \*4 大阪工業大学助教授 工学部土木工学科 (正会員)

表-1 供試体の詳細および実験結果

供試体	載荷形式	コンクリート強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	P C鋼材の付着	帯鉄筋の間隔 $s$ (mm)	*1 プレストレス量 (上下縁の応力) $\sigma'_a$ $\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断ひび割れ発生荷重			*3 せん断破壊荷重 (計算値) $P_{us}$ (kN)	*4 曲げ破壊荷重 (計算値) $P_{ub}$ (kN)	最大荷重 (実測値) $P_u$ (kN)		*5 耐力低下が生じた変位	*6 破壊形式			
						*2 $P_{\sigma}$ (kN)	*2 $P_{\sigma}$ (kN)				正側	負側			正側	負側	
							(計算値)	(実測値)									
B-0-1-1	正負交番	33.5	有	80	0.0	49.1	54	-53	149.7	120.2	127.1	-126.2	+10 $\delta_y$	FS			
B-0-2-1		32.2		160	0.0	48.5	48	-52	98.8	120.0	115.6	-111.7	-5 $\delta_y$	FS			
B-3-1-1		34.3		有	80	3.0	55.2	77	-70	155.8	123.0	132.1	-129.5	+11 $\delta_y$	M		
B-3-2-1					160	3.0	55.3	80	-75	105.6	123.0	120.3	-122.1	+7 $\delta_y$	FS		
B-5-1-1					80	5.0	59	95	-105	159.5	123.4	133.4	-131.3	+9 $\delta_y$	FS		
B-5-2-1					160	5.0	59	103	-90	109.3	123.4	128.4	-122.1	-7 $\delta_y$	FS		
U-0-1-1					37.2	無	80	0.0	50.9	55	-50	151.4	91.7	126.7	-125.6	-9 $\delta_y$	FS
U-0-2-1							160	0.0	50.9	55	-55	101.2	91.7	106.9	-109.0	-6 $\delta_y$	FS
U-3-1-1		80		3.0			58.1	83	-65	158.6	100.8	119.9	-119.4	+10 $\delta_y$	FS		
U-3-2-1		160		3.0			58	80	-70	108.4	100.6	117.2	-117.3	+7 $\delta_y$	FS		
U-5-1-1	80	5.0	62.3	88			-99	162.8	105.5	118.7	-126.1	-8 $\delta_y$	M				
U-5-2-1	160	5.0	62.2	86			-83	112.6	105.5	123.6	-126.5	+8 $\delta_y$	FS				
B-0-2-0	一方	32.2	有	160	0.0	48.5	53	—	98.8	120.0	125.6	—	30.2mm	S			
B-3-2-0	方	34.3		160	3.0	55.3	85	—	105.6	123.1	135.1	—	76.6mm	S			
B-5-2-0				160	5.0	59.0	90	—	109.3	123.4	133.8	—	90.1mm	M			

\*1  $\sigma'_a=0, \sigma_a=0$  の供試体はP C鋼棒を非緊張の状態で配置したものである。

\*2  $P_{\sigma}=2V_{sd}$  ( $V_{sd}$ は土木学会コンクリート標準示方書による)

\*3  $P_{us}=2(V_{sd}+V_{sd})$ , ( $V_{sd}$ ,  $V_{sd}$ は土木学会コンクリート標準示方書による)

\*4 断面分割法による曲げ解析を用いた。応力ひずみモデルは土木学会コンクリート標準示方書による。

\*5 基本降伏変位:  $\delta_y=5\text{mm}$ ,

なお、荷重-変位包絡線において断面耐力が各供試体の降伏耐力まで低下した時点を終局時とした。

\*6 M: 曲げ引張破壊, FS: 曲げ降伏後のせん断破壊, S: 曲げ降伏後のせん断圧縮破壊

荷)である。これらの要因の組み合わせにより合計 15 体のはりを作製した。それらの詳細を表-1に示す。なお、曲げ耐力は後述の断面分割法による曲げ解析から、せん断耐力は土木学会コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>で規定されているせん断耐力式から算出した。本研究では曲げ破壊先行型の供試体を9体、せん断破壊先行型の供試体を6体とした。

## 2.2 載荷試験方法

載荷方法として、供試体は全長 1800mm に対し曲げスパン 300mm、せん断スパン 600mm とした( $a/d=3.41$ )対称二点集中荷重方式とし、基本降伏変位 [プレストレスを導入していないはり (B-0-2-0:曲げ降伏後のせん断圧縮破壊)における主鉄筋の降伏時の変位から  $\delta_y=5\text{mm}$  とした。]の整数倍とした各変位レベルにおいて、各 1 回の単調漸増正負交番繰返し載荷を実施した。

以下、本研究においては、各供試体の断面諸元を同一にし、耐力や変形性能に及ぼすプレストレスの効果を検討するために、基本降伏変位  $\delta_y=5\text{mm}$  を用いて考察を行っている。なお、載荷時には荷重、スパン中央位置での変位、スターラップひずみ、ならびに曲げ変形を算定するために曲げスパン内の鉄筋位置に変位計を取り付け、曲率を計測した。(図-1参照)

## 2.3 曲げ解析方法

曲げ破壊荷重の計算値は断面分割法による曲げ解析から算出した。応力ひずみモデルとして、コンクリートには土木学会コンクリート標準示方書モデル、鉄筋にはバイリニアモデル、P C鋼材には Blakeley モデル<sup>3)</sup>を採用した。また、次式で表される P C鋼材変形適合係数  $\beta$  をボンド部材では  $\beta=1.0$  とした。一方、アンボンド部材においては、厳密には載荷状態などに依

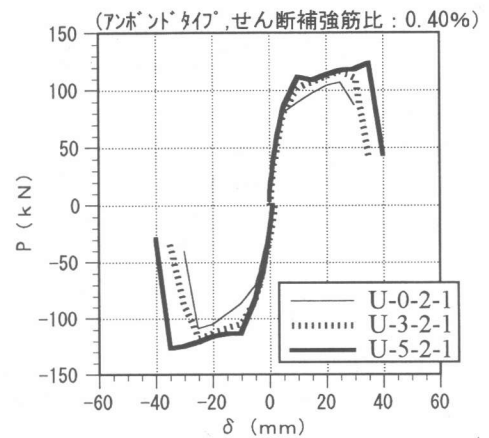
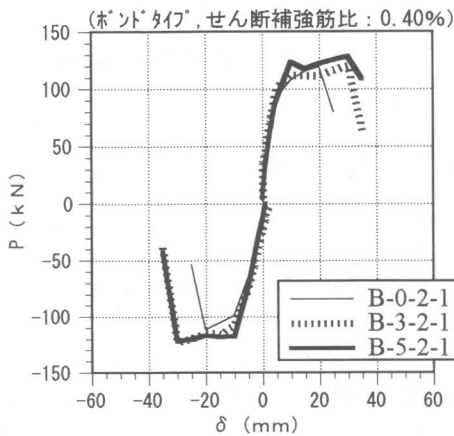
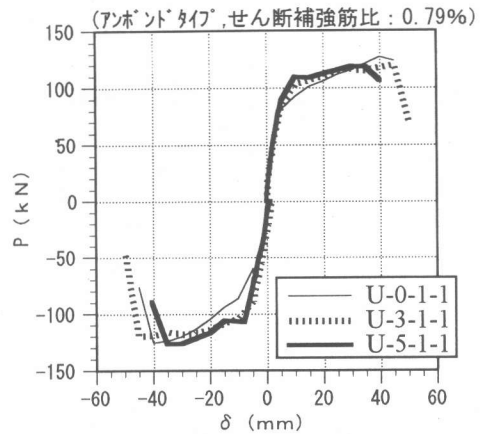
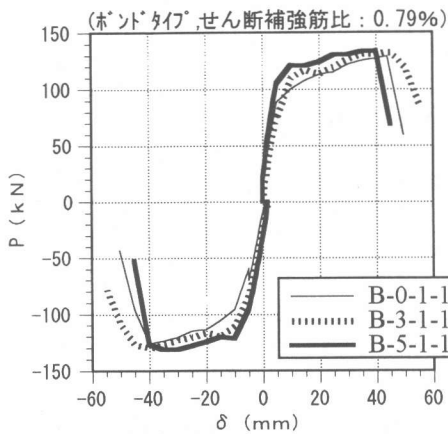


図-2 荷重-変位包絡線

存するが、既往研究<sup>4)</sup>を参考に概略値として  $\beta=0.2$  と仮定した。

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p1} + \beta \cdot \varepsilon_{p2} \quad (1)$$

ここに、

$\varepsilon_p, \varepsilon_{p1}$ : PC 鋼材のそれぞれ総ひずみと有効緊張応力によるひずみ

$\varepsilon_{p2}$ : 荷重による PC 鋼材位置のコンクリートひずみ

### 3. 結果と考察

表-1 にせん断ひび割れ発生荷重、最大荷重、破壊形式等の実験結果を示す。

#### 3.1 せん断ひび割れ発生荷重

せん断ひび割れ発生荷重の実測値において、導入プレストレスを  $3.0\text{N/mm}^2$  としたよりは、

プレストレスを導入していないはりと比較して 40~50% 程度、導入プレストレスを  $5.0\text{N/mm}^2$  としたよりは、プレストレスを導入していないはりと比較して 50~70% 程度増加するなど、正負交番繰返し荷重下においても、一方方向荷重における既往研究<sup>5)</sup>と同様にプレストレス量の増加に伴って、せん断ひび割れ発生荷重が増加する傾向を示した。

#### 3.2 最大荷重

ボンドタイプの最大荷重の実測値において、導入プレストレスを  $3.0\text{N/mm}^2$  としたよりは、プレストレスを導入していないはりと比較して 4% 程度、導入プレストレスを  $5.0\text{N/mm}^2$  としたよりは、プレストレスを導入していないはりと比較して 5~11% 程度増加するなど、プレストレ

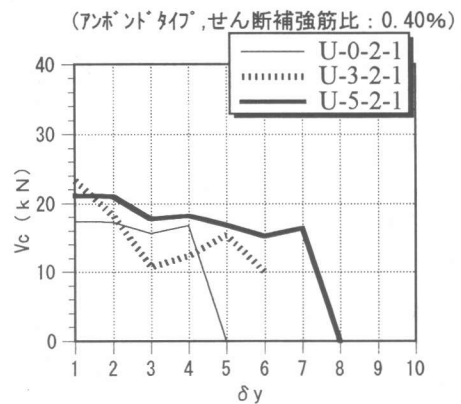
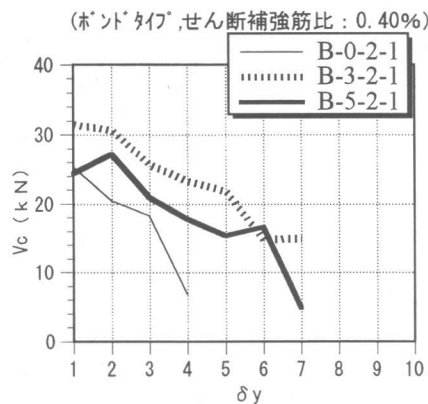
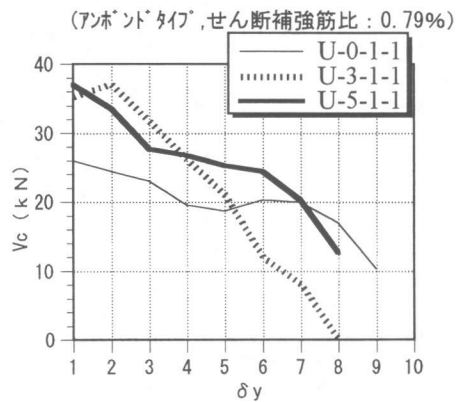
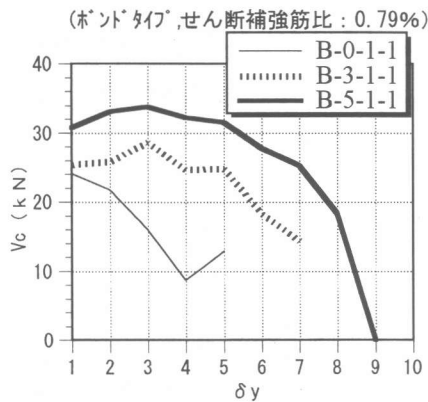


図-3 コンクリート負担せん断力と載荷変位の関係 (正加力)

ス量の増加に伴って、最大荷重が増加する傾向を示した。アンボンドタイプにおいても、実測値にややばらつきはあるが、その傾向を示した。また、正負交番繰返し載荷を行ったはりは一方向載荷を行ったはりと比較して、4~11%耐力が低下する傾向を示した。

### 3.3 破壊形式

ボンドタイプにおいて、せん断補強筋比が0.79%の供試体は計算上、曲げ破壊先行型ではあるが、B-3-1-1を除いて曲げ降伏後、繰返し変位の増加とともに最終的にせん断破壊を呈した。また、アンボンドタイプにおいて、いずれの供試体も計算上、曲げ破壊先行型ではあるがU-5-1-1を除いて曲げ降伏後、繰返し変位の増加とともに最終的にせん断破壊を呈した。

### 3.4 荷重-変位関係

表-1に耐力低下を生じた変位を、図-2に

荷重-変位包絡線の一例を示す。せん断補強筋比0.40%の供試体において、B-0-2-1が $5\delta_y$ で耐力低下を生じるのに対し、B-3-2-1は $7\delta_y$ 、B-5-2-1は $7\delta_y$ で耐力低下を生じており、プレストレス量の増加に伴って、じん性が向上する傾向を示した。この傾向はアンボンドタイプでも同様であった。一方、せん断補強筋比0.79%の供試体は、B-0-1-1が $10\delta_y$ 、U-0-1-1が $9\delta_y$ で耐力低下を生じるなど、いずれの供試体においても、耐力低下を生じる変位が大きく、耐力低下を生じる変位に着目した場合、プレストレス効果を確認することができなかった。

### 3.5 コンクリート負担せん断力-変位関係

図-3にコンクリート負担せん断力と載荷変位の関係の一例を示す。これらの図中の $V_c$ の実測値は作用せん断力 $V$ から $V_s$ を差し引いたものである。なお、 $V_s$ の実測値は支配的なせん断

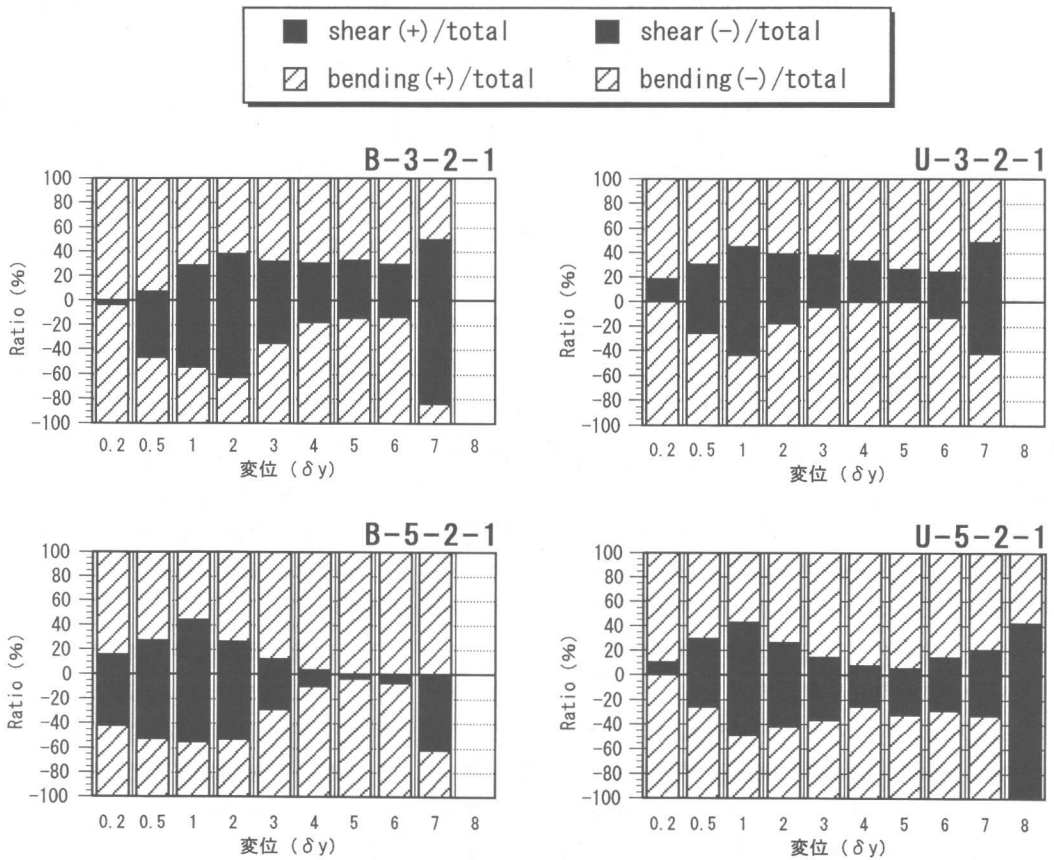


図-4 曲げ変形とせん断変形量の割合

ひび割れと交差するスターラップひずみの実測値の平均値（本実験においては、せん断ひび割れは荷重点から 400mm 程度の位置までに生じていたものの、支配的なせん断ひび割れが曲げモーメントの影響の大きい荷重点から 200mm 程度の位置までに生じていたため、その位置におけるスターラップひずみの平均値を採用した。）と最終的に支配的となった斜めひび割れの傾斜角  $\theta$ （支配的なせん断ひび割れとなったものは  $1\delta_y$  時程度までに発生したものが多く、また、複数あるため、その平均値を採用した。）を計測し、それらからトラス理論により計算したものである。なお、最終的に支配的となった斜めひび割れの傾斜角を表-2に示す。実測値にややばらつきがあるものの、ボンド・アンボンタイプともに、プレストレス量の増加に伴っ

て、 $1\delta_y$  時におけるコンクリート負担せん断力が増加する傾向を示した。また、いずれの供試体も変位が増加するにつれてコンクリート負担せん断力が低下するものの、プレストレス量の増加に伴って、同一変位におけるコンクリート負担せん断力が大きくなる傾向が見られた。その結果として、コンクリート負担せん断力が消失する変位が大きくなり、じん性が向上する傾向を示した。

### 3.6 曲げ変形とせん断変形量の割合

図-4に曲げ変形とせん断変形量の割合と載荷変位の関係の一例を示す。ここでは曲げスパンにおいて、測定した曲率(図-1参照)から計算上の弾性曲率を差し引き、塑性曲率を算出した。さらに、計算上の曲げひび割れ発生領域から塑性ヒンジ長を仮定し、スパン全長にわたっ

表-2 せん断ひび割れの傾斜角

供試体	せん断ひび割れの傾斜角 $\theta$			
	正側	正側 平均	負側	負側 平均
B-0-1-1	48°,42°	45°	40°,36°	38°
B-0-2-1	38°,34°	36°	36°,35°	36°
B-3-1-1	32°,33°	33°	34°,31°	33°
B-3-2-1	31°,26°	29°	36°	36°
B-5-1-1	29°,30°	30°	37°,32°	35°
B-5-2-1	24°,33°	29°	31°,26°	29°
U-0-1-1	44°,43°	44°	43°,38°	41°
U-0-2-1	45°,33°	39°	46°,47°	47°
U-3-1-1	30°,33°	32°	42°,35°	39°
U-3-2-1	30°,31°	31°	31°,32°	32°
U-5-1-1	31°,33°	32°	35°,33°	34°
U-5-2-1	35°,33°	34°	28°,33°	31°

て曲率分布を想定した。それらから、曲げ変形量を算定し、せん断変形量は全変形量から曲げ変形量を差し引いた値とした。曲げ降伏後せん断破壊した供試体において、せん断ひび割れの発生以降、せん断変形量が増大し  $1\delta_y$  時において、全変形量に対するせん断変形量の割合が 40~55%に達した。曲げ降伏後  $5\delta_y$  時の変形レベルまでは繰返しの進行に伴って、曲げ変形量、せん断変形量ともに増加するものの、せん断変形量と比較して、曲げ変形量の増加する割合が大きく、全変形量に対するせん断変形量の割合が小さくなる傾向を示した。その後、 $5\delta_y$  時以降の変形レベルにおいて、再びせん断変形量が増大し、最終的にせん断破壊に至った。

B-3-2-1, U-3-2-1 は曲げ降伏後、繰返しの進行に伴ってせん断破壊に至ったが、その終局時における全変形に対するせん断変形量の割合は B-3-2-1, U-3-2-1 ともに  $+7\delta_y$  時において 49.7%, 48.4%に達した。一方、B-5-2-1 は  $-7\delta_y$  時においてせん断変形量の割合が 61.9%, U-5-2-1 は  $+8\delta_y$  時においてせん断変形量の割合が 42.2%に達し、最終的にせん断破壊を呈した。 $1\delta_y$  時におけるせん断変形量はプレストレス量によらずほぼ同じであるものの、プレストレス量の増加に伴って、 $1\delta_y$  時以降の同一変位レベルにおけるせん断変形量が小さくなる傾向を示した。これらの結果から、プレストレスが繰返しの進行

に伴うせん断変形量の増加を抑制し、じん性の向上に寄与するものと考えられる。

#### 4. 結論

本研究の主な結果は、次のとおりである。

(1)実測値にややばらつきはあるが、PC 鋼材の付着の有無に関わらず、プレストレスの増加に伴って、せん断ひび割れ発生荷重ならびに最大荷重が増加する傾向を示した。

(2)実測値にややばらつきはあるが、ボンド・アンボンドタイプともに、プレストレス量の増加に伴って、 $1\delta_y$  時におけるコンクリート負担せん断力が増加する傾向を示し、また、同一変位におけるコンクリート負担せん断力が増加し、コンクリート負担せん断力が消失する変位が大きくなる傾向を示した。

(3)プレストレス量の増加に伴って、 $1\delta_y$  時以降の同一変位レベルにおけるせん断変形量が小さくなる傾向を示した。これらの結果から、プレストレスが繰返しの進行に伴うせん断変形量の増加を抑制し、じん性の向上に寄与するものと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 例えば、池田 尚治, 森 拓也, 吉岡 民夫: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート vol.40, No5, PP40-47, 1998.9
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書(平成 8 年制定)
- 3) Blakeley, R. W. G: PC Sections with Cyclic Flexure, Proc. of ASCE, Vol.108, No. ST-8, pp.1717-1742, 1973
- 4) 西永 卓司, 小林 和夫, 仁枝 保: アンボンド PC 連続はりの終局状態までの耐荷挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 18 巻, 第 2 号, pp. 1139-1144, 1996
- 5) Mikata, Y., Inoue, S. and Kobayashi, K.: Effect of Prestress on Shear Capacity of Prestressed Concrete Members, *Proceedings of the fib symposium 1999, prague*, Vol.1, pp.331-336.