

# 高強度せん断補強鉄筋を配した遠心力高強度プレストレストコンクリート杭（PHC杭）の曲げ変形能

袴田智之・鈴木慶吾・河野哲也・七澤利明・秋山充良

## 1. はじめに

既製コンクリート杭である遠心力高強度プレストレストコンクリート杭（以下「PHC杭」という。）は道路橋示方書（以下「道示」という。）において耐震性能の向上を目的に断面力が大きい箇所へより多くの帯鉄筋（せん断補強鉄筋）を配筋するように規定されている。一方、H24年度に改定された道示では、従来より強度の高い鉄筋（SD390，SD490）の軸方向鉄筋等への適用が新たに規定された<sup>1)</sup>。PHC杭のせん断補強鉄筋として高強度鉄筋を使用することは、所要の耐震性能を確保するために必要な鉄筋量が従来の鉄筋を用いた場合よりも削減可能となり、施工性の向上などをもたらすことが期待できる。

本研究では、PHC杭のせん断補強鉄筋に高強度鉄筋を使用した場合の耐力及び変形能に関する研究を行っている。本稿では変形能を確認するために行った正負交番曲げ載荷試験結果を報告する。

## 2. 試験体諸元と試験体概要

試験1（単純梁方式）および試験2（片持梁方式）の試験体諸元、試験体概要を表-1、表-2に、試験体断面図を図-1に示す。なお、表-1、表-2では、材料強度の試験結果も合わせて示す。ここで、試験1は杭単体の曲げ変形能等をせん断補強鉄筋の強度等の違いにより比較評価するための試験である。また、試験2は杭頭部における変形能等について、SD345のせん断補強鉄筋を用いて行われた既往の載荷試験<sup>2)</sup>と比較評価するための

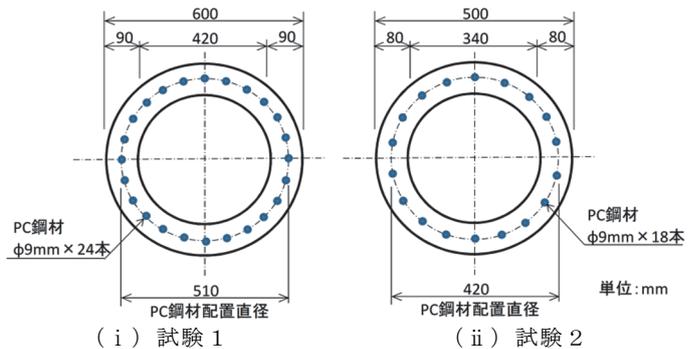


図-1 試験体断面図

表-1 試験体諸元

試験方式	No.	杭径 D (mm)		壁厚 t (mm)		種類	長さ (m)	PC鋼材				有効プレストレスト $\sigma_{ce}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
		設計値	実測値	設計値	実測値			径 (mm)	本数 (本)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )			引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	
										設計値	実測値		設計値	実測値
試験1	1	600	599.7	90	104	B	8	9	24	1275	1483	1420	1504	8.0
	2		599.9		105									
	3		599.7		104									
	4		600.2		105									
試験2	5	500	500.1	80	85	B	3	9	18	1275	1381	1420	1472	8.0

表-2 試験体概要

試験方式	No.	コンクリートの仕様										せん断補強筋仕様							
		杭体					杭体内中詰めコンクリート					軸力※ (kN)	種類	呼び名	ピッチ (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )			
		圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )		ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )		有無	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )		ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )		設計値					実測値			
		設計値	実測値	設計値	実測値		設計値	実測値	設計値	実測値									
試験1	1	80.0	106.8	40.0	43.9	有り	24.0	31.5	25.0	26.4	0	SD345	D10	70	345	382			
	2		102.6		42.3			34.3		24.7	0								
	3		93.7		40.8			37.0		25.8	1200				SD490	D10	100	490	590
	4		95.1		40.3			—		—	0								
試験2	5	80.0	106.1	40.0	46.3	無し	24.0	—	25.0	—	0	SD490	D10	130	490	694			

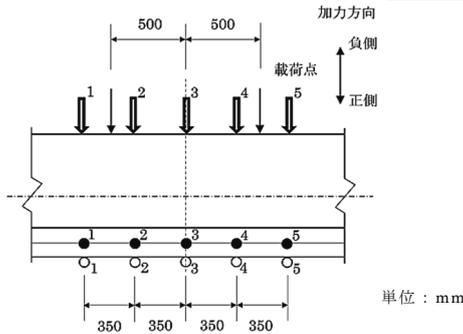
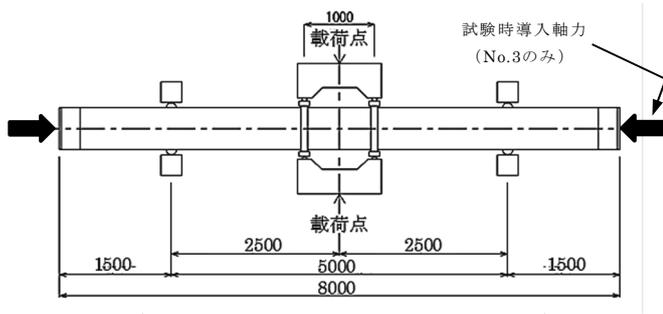
※ 軸力とは試験時に作用させる外力を示す。

試験である。

せん断補強鉄筋のピッチは、せん断補強鉄筋の体積比とせん断補強鉄筋の降伏点（規格値）の積で与えられる横拘束力（ $=\rho_s \cdot \sigma_y$ ）が道示<sup>1)</sup>に規定されている $2.45\text{N/mm}^2$ となる仕様とした。

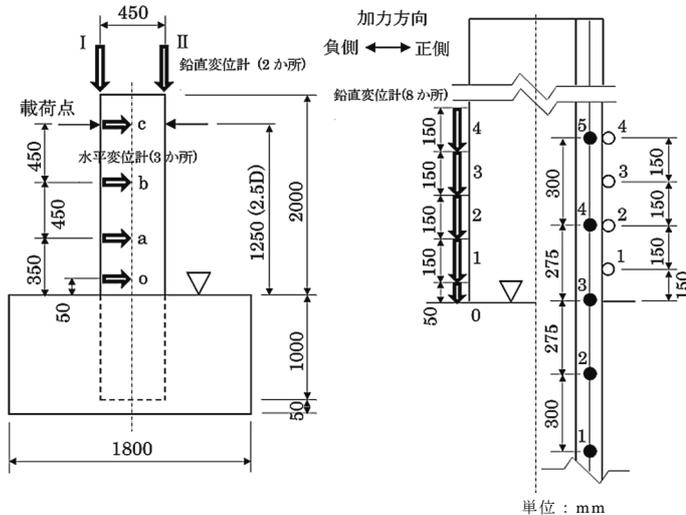
### 3. 曲げ試験装置とゲージ類位置

試験1および試験2の曲げ試験装置を、図-2および図-3に示す。



- ⇒ 変位計：負側の他、正側にも同様に5か所取り付け（合計10か所）
- PC鋼材ゲージ：正側の他、負側にも同様に5か所取り付け（2方向：合計10か所）
- 表面ゲージ：正側の他、負側にも同様に5か所取り付け（2方向：合計10か所）

図-2 単純梁方式（試験1）の試験概要



- ⇒ 変位計：0~4に関しては負側の他、正側にも同様に5か所取り付け（合計16か所）
- PC鋼材ゲージ：正側の他、負側にも同様に5か所取り付け（2方向：合計10か所）
- 表面ゲージ：正側の他、負側およびその90°方向にも同様に12か所取り付け（4方向：合計16か所）

図-3 片持梁方式（試験2）の試験概要

試験1の荷重方法は、JIS A 5373（プレキャストトプレストレストコンクリート製品）に準じ、2点支持、2点荷重の単純梁方式として実施した。

試験2は、フーチング模型に試験体を1000mm埋め込み、荷重点はフーチング模型上面から1250mm（2.5D）の位置とした。

### 4. 荷重方法

荷重方法を図-4に示す。引張側のPC鋼材が表-1に示す降伏点（実測値）に至った時点を実測降伏変位（ $1\delta_y$ ）とし、その変位で3回交番させる。その後、 $1\delta_y$ ずつ増加させながら同様に繰り返す。最大荷重（ $P_{max}$ ）まで荷重を行う。また、最大荷重（ $P_{max}$ ）が生じた後、8割以下の荷重に低下するまで荷重を繰り返す。なお、荷重サイクルは参考文献<sup>2)</sup>に基づき決定した。

No.3において作用させた軸力の値（1200kN）は、道示に示される打撃工法の杭先端支持力<sup>1)</sup>を参考に定めた。

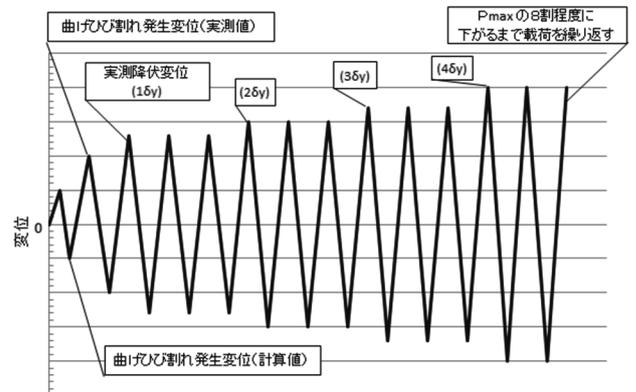


図-4 荷重方法

### 5. 単純梁方式（試験1）の荷重試験結果

#### 5.1 荷重試験結果

試験で得られたひび割れ時、降伏時及び終局時曲げモーメントを表-3に示す。なお、表中の計算値とは表-1、2の実測値から算出した曲げモーメント計算値である。

表-3 試験1の交番荷重試験結果のまとめ（実測値）

No.	$M_{cr}$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	$M_u$ (kN・m)	備考
1	310.0 (1.32)	462.0 (1.00)	567.0 (0.98)	SD345 中有・軸無
2	330.0 (1.42)	491.0 (1.07)	530.0 (0.92)	SD490 中有・軸無
3	449.0 (1.32)	752.0 (1.07)	845.0 (1.04)	SD490 中有・軸有
4	310.0 (1.38)	500.0 (1.06)	540.0 (0.98)	SD490 中無・軸無

( )内の数値は、実測値/計算値を示す。

破壊形態は、各試験体（No.1～4）ともにPC鋼材の引張破断により終局に至っているが、No.3のみ試験時に導入した軸力によるコンクリートの圧縮応力増加の影響から、かぶりコンクリートの剥落が確認された。

### 5.2 試験結果の考察

ひび割れ曲げモーメント（ $M_{cr}$ ）、降伏曲げモーメント（ $M_y$ ）の実測値／計算値に関しては、概ね1.00以上となっているが、終局曲げモーメント（ $M_u$ ）の実測値／計算値においては試験時に軸力を導入した試験体のみ1.00を上回り、他の試験体ではわずかながら1.00を下回った。

単純梁方式で試験時に軸力を導入していない試験体は、圧縮側のかぶりコンクリートの目立った剥落がなく引張側のPC鋼材で破断が生じたことが、終局曲げモーメントの値に影響したものと考えられる。一方で、試験時に軸力を導入した場合においては、かぶりコンクリートの剥落が生じた後にPC鋼材が破断していることから、圧縮側最外縁のコンクリートは、一部終局ひずみに達しており、試験で導入した程度の軸力が作用した場合には、実測値と計算値の整合が取れるものと考えられる。しかしながらコアコンクリートの大きな損傷は確認されていないことから、試験で導入した程度の軸力ではひび割れ分散が十分でなく、最終的にPC鋼材が破断したものと推察される。

表-4に各試験体の高強度せん断補強鉄筋、試験時の軸力導入および中詰めコンクリートの有無による影響を、図-5に各試験体のモーメントー変位関係を示す。

表-4 各ケースにおける曲げ耐力の比

	$M_{cr}$	$M_y$	$M_u$
No.2/No.1 (せん断補強筋による影響)	1.06	1.06	0.93
No.3/No.2 (試験時の軸力導入による影響)	1.36	1.53	1.59
No.4/No.2 (中詰めコンクリートによる影響)	0.93	1.01	1.01

表-4の試験結果の比較から、SD345をせん断補強鉄筋に使用した試験体No.1とSD490の高強度せん断補強鉄筋を使用したNo.2の最大曲げモーメント比は、0.93～1.06であり、ほぼ同等である。また、図-5のモーメントー変位関係（No.1とNo.2）を比較しても同じような挙動を示していることが確認できる。したがって、SD490を

せん断補強鉄筋に使用した場合の曲げ耐力および変形能は、従前から規定されているSD345と同等であることが確認できた。また、試験時に軸力を導入した試験体は、1.36～1.59であり、曲げ耐力の向上が確認できた。中詰めコンクリートを施した試験体は、0.93～1.01であり、中詰めコンクリートの有無により大きな差はなかった。

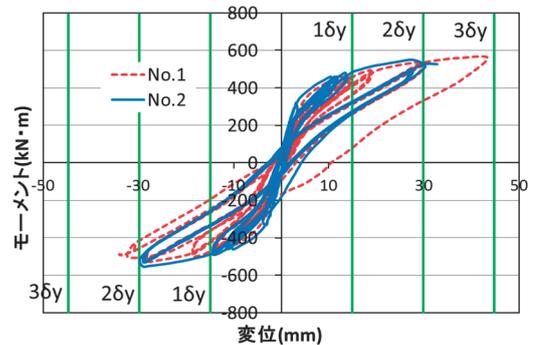


図-5 モーメントー変位関係（No.1とNo.2）

## 6. 片持梁方式（試験2）の載荷試験結果

### 6.1 載荷試験結果

試験2の結果を表-5に示す。

表-5 試験2の交番載荷試験結果のまとめ（実測値）

No.	$M_{cr}$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)	$M_u$ (kN·m)	備考
5	163.0 (1.20)	344.0 (1.29)	358.0 (1.02)	SD490 中無・軸無

( )内の数値は、実測値／計算値を示す。

破壊形態は、かぶりコンクリート剥落後のPC鋼材の引張破断であった。

### 6.2 試験結果の考察

試験体の曲げ試験結果（実測値／計算値）は、 $M_{cr}$ 、 $M_y$ 及び $M_u$ において1.00以上であることが確認できた。試験1の単純梁方式の破壊形態と比較すると、試験時に軸力が導入されているNo.3のみ、かぶりコンクリートが剥落したが、試験2のNo.5は試験時に軸力が導入されていないにも関わらず、かぶりコンクリートの剥落が確認された。これは、No.5の杭が片持梁方式の載荷状態になり、杭の抜け出しによる水平変位の増加やフーチング面の圧縮側コンクリートへの応力集中が生じたことに起因するものと推察される。

また、PC鋼材に貼付したひずみゲージの値が降伏ひずみに達したときの荷重載荷位置の水平変位を $1\delta y$ とし、正負交番載荷を行った。ただし、ひび割れ箇所のPC鋼材にひずみが集中するため、

このように定めた降伏変位  $\delta y$  は実際の部材降伏変位よりも過大になっている。そこで、実験結果の整理においては計算降伏曲げモーメントに達したときの変位を基準変位 ( $1\delta y'$ ) とした評価も行った。モーメント-変位関係を図-6に、破壊

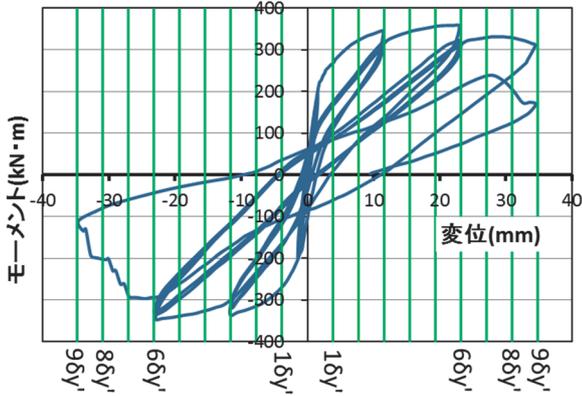


図-6 モーメント-変位関係 (No.5 : 計算値  $1\delta y'$ )

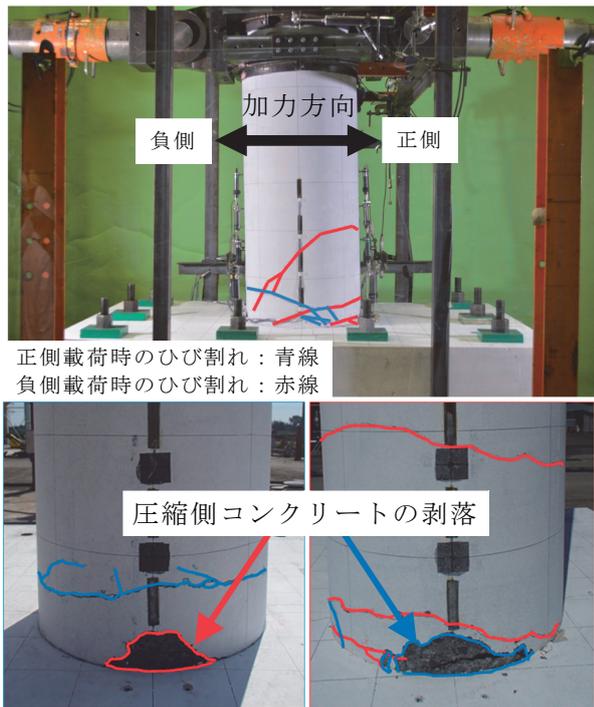


写真-1 破壊状況

状況を写真-1に示す。

No.5の試験体は計算降伏曲げモーメントの変位を基準変位 ( $1\delta y'$ ) とすると、 $6\delta y' \sim 9\delta y'$  程度の大きな変形能が確認され、せん断補強鉄筋にSD345を用いて同様の実験を行った結果<sup>2)</sup>とほぼ同程度の変形能が確認された。したがって、杭頭部を模擬した曲げ試験方法でも、せん断補強鉄筋にSD345を用いた試験体とSD490を使用した試験体に大きな相違はないことが確認された。

## 7. まとめ

試験方式によらず、せん断補強鉄筋に SD490 を用いた場合でも、せん断補強鉄筋の体積比とせん断補強鉄筋の降伏点の積 ( $=\rho_s \cdot \sigma_y$ ) を道路橋示方書・同解説 (下部構造編) に規定されている  $2.45\text{N/mm}^2$  とすることで、SD345 を用いた場合と同程度の変形能を有することが確認できた。これより、SD490 をせん断補強鉄筋として用いることで、鉄筋量の縮減が可能になり、施工性が向上すると考えられる。

なお、単純梁方式の試験 1 では、終局曲げモーメント ( $M_u$ ) の実測値/計算値において多くが 1.00 を下回った。破壊曲げモーメントの実測値が計算値を下回る理由は、曲げひび割れ部にある PC 鋼材に大きなひずみが集中し、圧縮側コンクリートの損傷前に破断するためと考えられる。

## 参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編、2012.4
- 2) 大塚久哲、星隈順一、長屋和宏：土木研究所資料 高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能とその評価方法、第3445号、1996.6

袴田智之



(一社)コンクリート  
パイル建設技術協会  
技術委員  
Tomoyuki HAKAMADA

鈴木慶吾



(一社)コンクリート  
パイル建設技術協会  
技術委員  
Keigo SUZUKI

河野哲也



土木研究所構造物メン  
テナンス研究センター  
橋梁構造研究グループ  
主任研究員  
Tetsuya KOUNO

七澤利明



土木研究所構造物メン  
テナンス研究センター  
橋梁構造研究グループ  
上席研究員  
Toshiaki NANAZAWA

秋山充良



早稲田大学創造理工学  
部 社会環境工学科  
教授  
Mitsuyoshi AKIYAMA