

杭頭半固定接合部に用いるリング部材のせん断抵抗

杭 接合部 せん断試験

鹿児島建設(株) 正会員 ○宮田 章 (株)奥村組 舟木 秀尊  
西松建設(株) 正会員 新井 寿昭 五洋建設(株) 山浦 一郎  
戸田建設(株) 国際会員 伊勢本 昇昭 飛鳥建設(株) 堀田 潔

1. はじめに

杭頭半固定接合法として、図1に示すようにリング部材(以下、PCリング)を杭頭に被せる方法を開発した<sup>1)</sup>。PCリングはコンクリート製で、内部に高強度鉄筋のウルボンスパイラル筋(以下、高強度スパイラル筋)、内面に鋼板リング、上部にPCリング定着筋が配置されている。杭とPCリングの隙間にモルタルを充填して一体化し、PCリングに地震時水平力を負担させる構造である。本報告では、PCリングのせん断実験及びせん断抵抗モデルについて述べる。

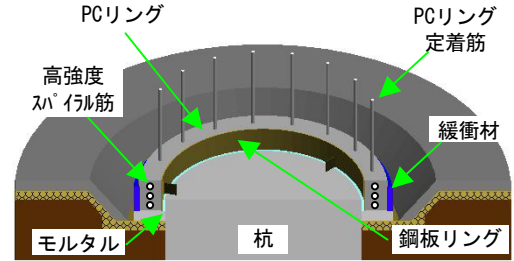


図1 杭頭半固定接合法

2. 実験計画

試験体は表1に示すように高強度スパイラル筋とPCリング定着筋を実験因子とした2体である。試験体形状を図2、加力方法を図3に示す。PCリングは外径606mm、内径420mm、高さ150mmである。PCリングに水平力を加力するため、鋼管コンクリートの治具を置き、隙間に無収縮グラウト材を充填した。実験中に治具が浮き上がらないように圧縮力(50~100kN)を作用させ、水平力を正負交番漸増増荷した。鋼材引張試験結果を表2に、コンクリート圧縮試験結果を表3に示す。

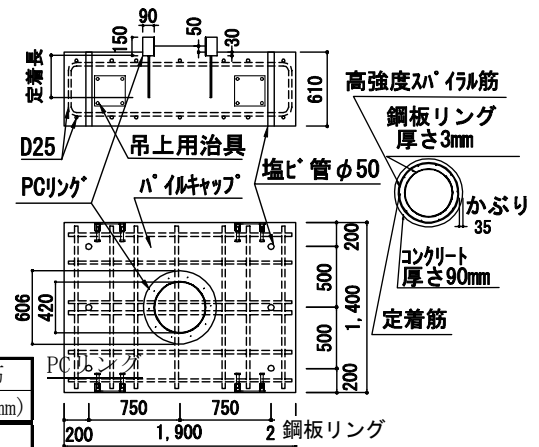


図2 試験体形状(No.1)

3. 実験結果

PCリングに作用する水平力と、PCリング上5cmで計測した水平変位の関係を図4に示す。水平力約250kNでPCリングがひび割れた後、剛性低下している。水平力約450kN時に図6(c)の正加力側で計測した鋼板リング水平ひずみが降伏した後、水平変位が増加し、終局に至った。

その他の挙動は試験体No.1と試験体No.2でほぼ同じであったので、以下、試験体No.1について示す。

水平力を受けて圧縮されるPCリング部分(加力前面)にあるPCリング定着筋のひずみ挙動を図5に示す。PCリング定着筋は加力初期に圧縮ひずみを生じているが、PCリングひび割れ後、ひずみが減少し、引張ひずみに転じている。鋼板リング降伏以降、加力前面

表1 試験体一覧

試験体	高強度スパイラル筋	PCリング定着筋	
		配筋	定着長(mm)
No.1	U7.1(6巻)	10-D13	350
No.2	U9.0(6巻)	16-D16	450

表2 鋼材引張試験結果

寸法	降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ(%)
3.0	380	483	208.1	0.186
U7.1	1434	1501	212.4	0.712
U9.0	1400	1484	206.7	0.718
D13	446	620	191.7	0.247
D16	448	624	193.1	0.250
D25	382	553	192.8	0.204

表3 コンクリート圧縮試験結果

試験体	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )		ヤング係数(×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	
	No.1	No.2	No.1	No.2
PCリング	45.2	51.4	28.42	32.21
無収縮グラウト	42.6	39.8	21.06	20.77
パイルキャップ	40.3	41.0	32.48	32.13

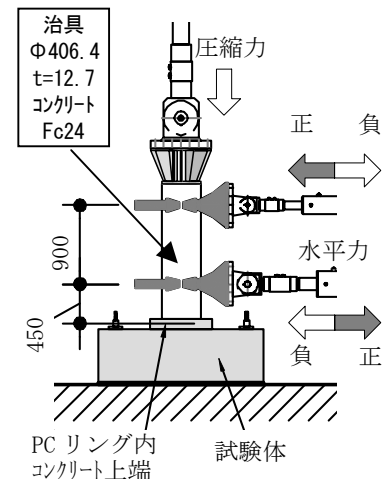


図3 加力方法

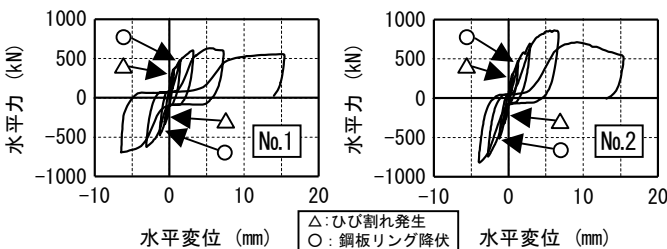


図4 水平力と水平変位の関係

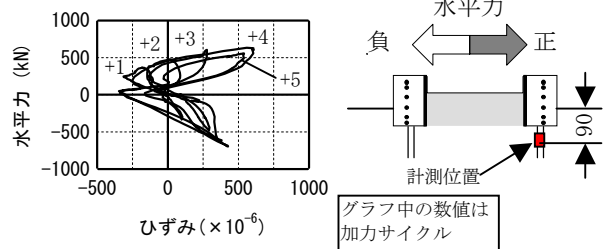


図5 PCリング定着筋のひずみ挙動(No.1)

Shear Resistance of Ring Shaped Member for use at Semi-rigid Connection of Pile Head

MIYATA Akira (Kajima Corporation) et al.

の PC リング定着筋が曲げ引張に抵抗していると考えられる。

鋼板リング及び高強度スパイラル筋のひずみ分布を図 6 に示す。+2 サイクルまでは鋼板リングと高強度スパイラル筋のひずみ差が小さく、同等の応力が発生している。高強度スパイラル筋は、鋼板リング降伏以降もひずみが増加し、水平力に抵抗していることが分かる。

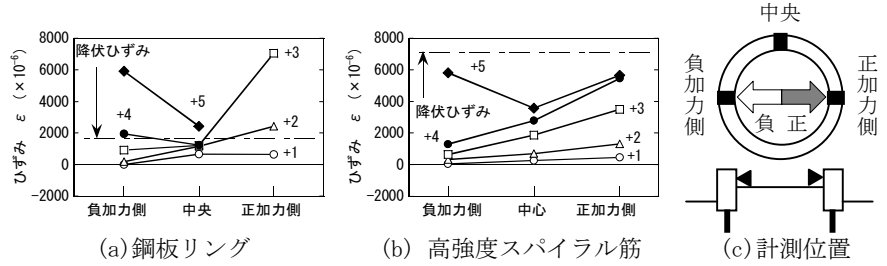


図6 ひずみ分布(No.1)

#### 4. せん断抵抗モデル

PCリングの鋼板リング降伏時せん断抵抗モデルは図 7 に示すように加力前面と加力側面に分けて考える<sup>2)</sup>。

加力前面は、図 8 に示すように中心線長を長辺とする矩形に置換する。図 5 で示した PC リング定着筋のひずみ挙動からコンクリートと PC リング定着筋が曲げに抵抗し、また鋼板リングがせん断に抵抗するとした場合の各耐力を累加した次式でせん断抵抗力  $R_a$  を算定する。

$$R_a = n_a \cdot T_b \cdot (d - X_n / 3) / H_a + 0.5 \tau_p \cdot B_p \cdot t_s \quad \text{式 1}$$

第一項は、図 9 (a) に示す加力前面の PC リング定着筋本数  $n_a$  に引張定着筋引張力  $T_b$  (PC リング側付着耐力) と応力中心間距離を乗じた曲げモーメントを PC リングせい  $H_a$  で除している。第二項は加力前面の鋼板リング等価幅  $B_p$  に肉厚  $t_s$  と降伏点  $\tau_p$ 、さらに図 9 (b) に示すように三角形のせん断応力分布を仮定<sup>3)</sup> した係数 0.5 を乗じている。

加力側面は図 10 (a) に示す 2 つのレベルで評価した抵抗力  $R_{b1}$  と抵抗力  $R_{b2}$  の内、小さい方の値とする。

$$R_{b1} = 2 (\sigma_p \cdot t_s \cdot H_s + N_u \cdot \sigma_u \cdot a_u) \quad \text{式 2}$$

$$R_{b2} = 1.65 a_d \sqrt{\sigma_B \cdot \sigma_y} / 1.5 + (3/4) \tau_c \cdot A_c \quad \text{式 3}$$

$R_{b1}$  は、水平力が作用する  $H_s$  範囲における鋼板リングの断面積  $t_s \cdot H_s$  に降伏点  $\sigma_p$  を乗じ、 $H_s$  範囲の高強度スパイラル筋量  $N_u$  に断面積  $a_u$  と高強度スパイラル筋の応力度  $\sigma_u$  を乗じた値を加算し、図 10 (b) に示すように加力側面左右で抵抗することから 2 倍している。なお、前述したように鋼板リングと高強度スパイラル筋が同等のひずみを生じていたことから  $\sigma_u = \sigma_p$  とする。 $R_{b2}$  の第一項は加力側面にある PC リング定着筋のダウエル強度式<sup>4)</sup> で、 $a_d$  が加力側面にある PC リング定着筋全断面積、 $\sigma_y$  が降伏点、 $\sigma_B$  がコンクリート圧縮強度である。 $R_{b2}$  の第二項は PC リング内径を直径とする円の短期許容せん断力で、 $\tau_c$  がコンクリートの短期許容せん断応力度、 $A_c$  は面積である。

終局耐力時せん断抵抗力はコンクリート短期許容応力度を圧縮強度、 $\sigma_u$  を降伏点、式 3 第一項を 1.5 倍して算定する。せん断抵抗力算定値を表 4 に示す。降伏時及び終局時ともに算定値は試験結果を安全側に評価できている。

#### 5. おわりに

杭頭半固定接合部に用いるリング部材をせん断実験した結果、ひび割れ後にリング部材の鋼板リングが降伏し、終局に至った。実験結果を基に提案したせん断抵抗モデルは実験結果を安全側に評価できていることを確認した。

なお、本研究は鹿島建設、奥村組、五洋建設、戸田建設、飛鳥建設、西松建設、長谷工コーポレーション、松井建設、三井住友建設、高周波熱錬による共同研究の一環として実施した。関係各位に謝意を表す。

#### 【参考文献】

- 1) 宮田他：半固定杭頭接合法の開発 その 5 杭頭接合部の構造的確認実験，日本建築学会大会，pp. 635-636，2003. 9
- 2) 黒正他：水平力を受ける杭と基礎の結合部に関する研究（その 4）フーチングの破壊実験及び耐力略算法の考察，日本建築学会大会，pp. 2737-2738，昭和 58. 9
- 3) 宮田他：PHC 杭とフーチングとの接合部の挙動，日本建築学会大会，pp. 1359-1360，1989. 10
- 4) 日本建築学会編：場所打ち同等型プレキャストコンクリート構造設計指針(案)・同解説，2002. 10

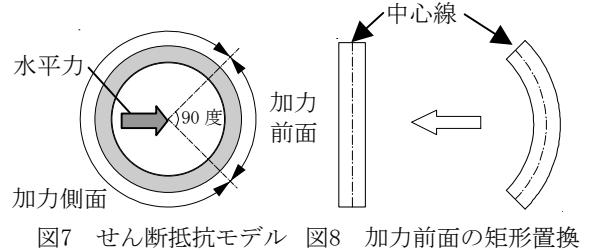


図7 せん断抵抗モデル 図8 加力前面の矩形置換

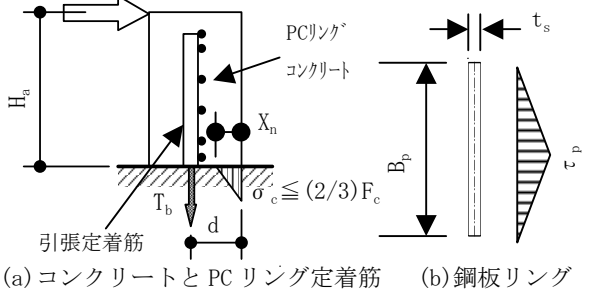


図9 加力前面の抵抗モデル

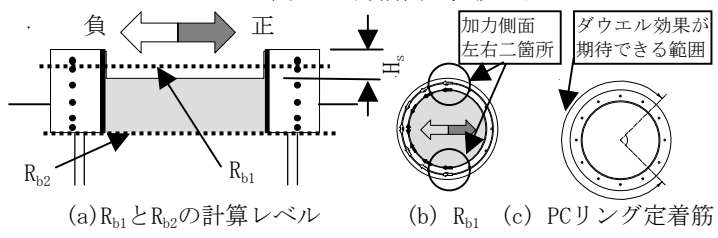


図10 加力側面のせん断抵抗力

表4 せん断抵抗力算定値

試験体	状態	試験結果 $R_e$ (kN)	算定値 $R_a + R_b$ (kN)	比 $R_e / (R_a + R_b)$
No.1	降伏	449.23	349.12	1.29
	最大	633.90	605.87	1.05
No.2	降伏	451.22	391.12	1.15
	最大	863.90	787.12	1.10