

高軸力下における杭頭半剛接合法の構造性能に関する研究
(その4 シリーズ2の実験結果)

杭頭接合部 半剛接合 杭基礎
PHC杭 パイルキャップ 耐震設計

正会員 堀井良浩*
同 青島一樹*
同 小林治男**
同 安達俊夫***

1. はじめに

筆者らは、既製コンクリート杭の杭頭半剛接合法の1つである改良型簡易接合法を提案している¹⁾。前報、その1~3²⁾では、改良型簡易接合法に関する静的構造実験について、パイルキャップの支圧耐力に着目したシリーズ1の実験結果、及びその耐力評価手法について報告した。その4では、杭頭部の破壊性状に着目したシリーズ2の実験結果について報告する。

2. シリーズ2の実験概要

図1に研究対象である改良型簡易接合法の概要^{1,2)}を示す。図2に静的構造実験の加力装置の概要を示す。加力方法には、一定軸力を導入した片持ち梁形式による正負交番荷重方式を採用した。主な計測項目は、加力点の水平力と水平変位、軸力、杭頭接合部の回転角、補強バンドのひずみである。

表1にシリーズ2の実験ケースの一覧を示す。実験は、杭の仕様(P2,3,4)と軸力レベルをパラメータとして10ケース実施した。軸力レベルは、軸応力で5~40N/mm²の範囲にある。表2にシリーズ2の杭試験体の諸元を示す。杭試験体には、杭径300mm、長さ1750mmのPHC杭C種を用いており、設計基準強度と補強バンドの有無をパラメータとして3種類、7体作製した。パイルキャップには、へりあき寸法の最も大きなF3(H/D=1.0)の試験体を繰り返し用いた。シリーズ2の全てのケースにおいて、パイルキャップにひび割れは発生していない。なお、加力計測と試験体の詳細については前報³⁾を参照されたい。

3. 杭頭接合部の曲げモーメント~回転角関係

図3-(a)~(f)にシリーズ2における杭頭接合部の曲げモーメントMと回転角θの関係を示す。同図には、試験杭の短期許容曲げモーメントM_uと終局曲げモーメントM_uを併記した。M_uは、杭コンクリートの設計基準強度F_cを用いて算定した規格値である。M_uは、平面保持を仮定した断面解析により、圧縮縁におけるコンクリートの軸応力が圧縮強度に達した際の曲げモーメントとして算定した。ここで、杭コンクリートの材料非線形性については、圧縮強度試験で得られた平均的な応力~ひずみ曲線を用いた。また、PC鋼棒については、材料試験結果から得られた降伏応力と引張耐力を用い、応力~ひずみ関係をトリリニアでモデル化して用いた³⁾。また、PHC杭-C種の有効プレストレス(10N/mm²)を考慮した。軸応力20N/mm²以下の実験では、最大偏心モーメント(M_e=0.5ND, N:軸力, D:杭径)が小さいためにM_{max}はM_uに達することなく(M_{max}/

M_u=0.28~0.81), 最大67×10⁻³rad程度の回転角まで安定した回転性状を示した(No.10,11)。M~θ関係は、シリーズ1で得られた結果²⁾とほぼ同様である。軸応力30N/mm²以上の実験では、いずれのケースも杭頭部が曲げ圧壊を生じ、加力を終了

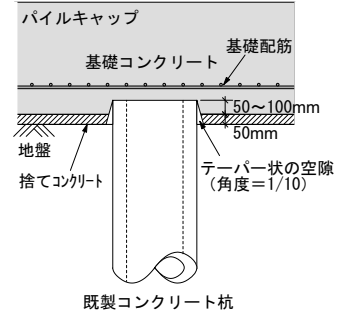


図1 改良型簡易接合法の概要

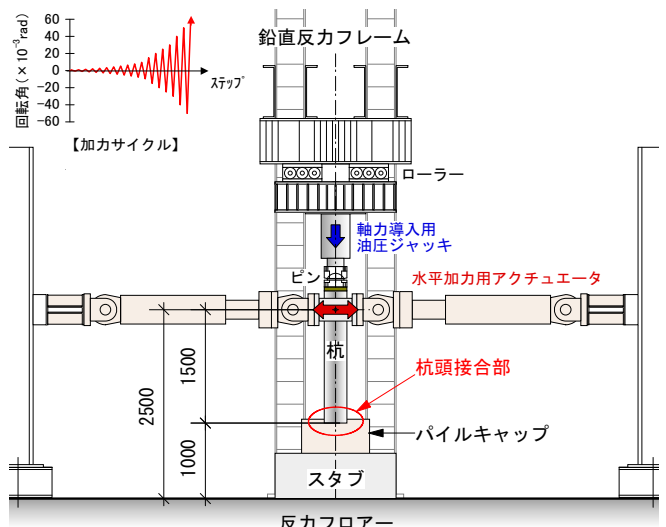


図2 加力装置の概要

表1 シリーズ2の実験ケース

シリーズ	実験No.	試験体		軸力 N (kN)	軸応力 σ _a (N/mm ²)
		杭	パイルキャップ		
2	10	P2-1	F3-4	225	5
				340	8
				450	10
				680	15
	11	P2-3	F3-4	900	20
				1350	30
				1350	30
				1800	40
15	P4	F3-4	1800	40	
			1800	40	
16	P2-2	F3-4	1800	40	
			1800	40	

表2 シリーズ2の杭試験体の諸元

名称	種別	杭径	補強バンド	コンクリート強度 σ _c (N/mm ²)	ヤング係数 E(N/mm ²)	ボア比	数量
		mm					
P2-1~4	PHC-C-Fc85	300	t2.3-L150	92.1	42,180	0.21	4
P3-1~2	PHC-C-Fc105	300	t2.3-L150	118.4	44,492	0.22	2
P4	PHC-C-Fc105	300	無し	116.7	44,156	0.23	1

した (No.12 ~ 16)。ここで、補強バンドのある P2 と P3 の実験では、 M_{max} が M_u にほぼ達しており ($M_{max}/M_u=0.97 \sim 1.33$), 補強バンドの上端にて曲げ圧壊を生じた。一方、補強バンドのない P4 では、 M_{max} が M_u に達する前 ($M_{max}/M_u=0.86$) に杭頭の圧縮縁が曲げ圧壊した。P4 と同一軸応力条件における P3 の M_{max} は、P4 の約 1.28 倍となっており、補強バンドが杭頭の曲げ圧壊抑制に有効に作用しているものと考えられる。なお、軸応力 10N/mm^2 以上の実験では、 M_u を超える曲げモーメントが作用しているが、曲げ耐力や軸力保持能力の低下は生じていない。

4 杭頭の破壊性状と補強バンドのひずみ

図 4 に杭頭の最終ひび割れ状況を示す。軸応力 20N/mm^2 以下の実験では、同図 (a) に示すように杭頭部の補強バンド上端においてコンクリートの表層が若干剥落したが、構造ひび割れは発生しなかった。軸応力 30N/mm^2 以上の実験では、いずれのケースも軸力の圧縮縁への集中に起因した曲げ圧壊を生じた。補強バンドの無い P4 を除く試験杭では、破壊荷重の 8 割以上の曲げモーメントが生じた際に圧縮側にてヘアークラックが観測され、その後、補強バンドの上端で曲げ圧壊を生じた (同図 (b) ~ (e) 参照)。また、軸応力 30N/mm^2 を与えた P2 の実験では、比較的ひび割れ量が多く、杭頭圧縮側の縦ひび割れに加え、引張側の曲げひび割れが観測された (同図 (b) 参照)。これに対して、P4 では破壊荷重の 3 割程度の曲げモーメントによって、杭頭圧縮側にヘアークラックが発生した。その後、ヘアークラックの数が増加し、杭頭圧縮縁にて曲げ圧壊を生じた (同図 (f) 参照)。図 5 に補強バンドのひずみと回転角の関係を示す (No.12)。同図には、補強バンドの降伏ひずみ ϵ_y と杭コンクリートの圧縮強度試験から得られた破壊ひずみの平均値 ϵ_B を併記した。補強バンドは編鋼板で作製されているため、断面形状が位置によって異

なる。このため、各試験体のひずみ測定結果にはばらつきが多く、ひずみ量を定量的に評価することは困難であるが、例示したケースでは、ひずみ量が ϵ_y と ϵ_B を超えている。これらの現象が曲げ圧壊したケースで多く見られることから、補強バンドが杭頭部のコンクリートを拘束し、曲げ耐力を向上させていると考えられる。

[参考文献]

- 1) 青島一樹, 島田博志, 小室 努: 改良型簡易接合法を採用した既製コンクリート杭杭頭部の力学性状, 日本建築学会構造系論文集 第 607 号, pp.125-132, 2006.9
- 2) 青島一樹, 堀井良浩, 小林治男, 安達俊夫: 高軸力下における杭頭半剛接合法の構造性能に関する研究 (その 1 ~ 3), 日本建築学会学術講演梗概集 (北陸), pp.575-580, 2010.9
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 下部構造編, pp.410-413, 2002.3

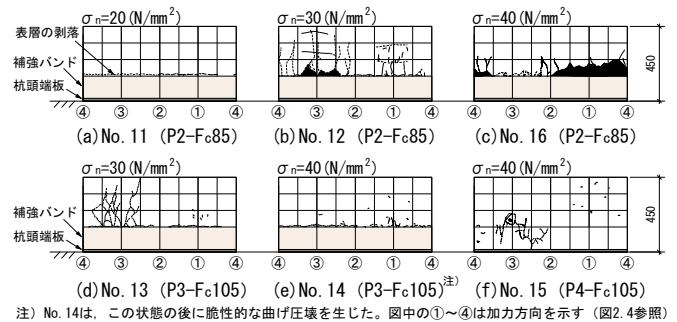


図 4 杭頭最終ひび割れ状況

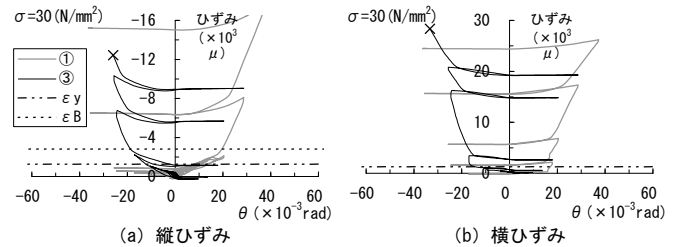


図 5 補強バンドのひずみと回転角の関係 (No.12)

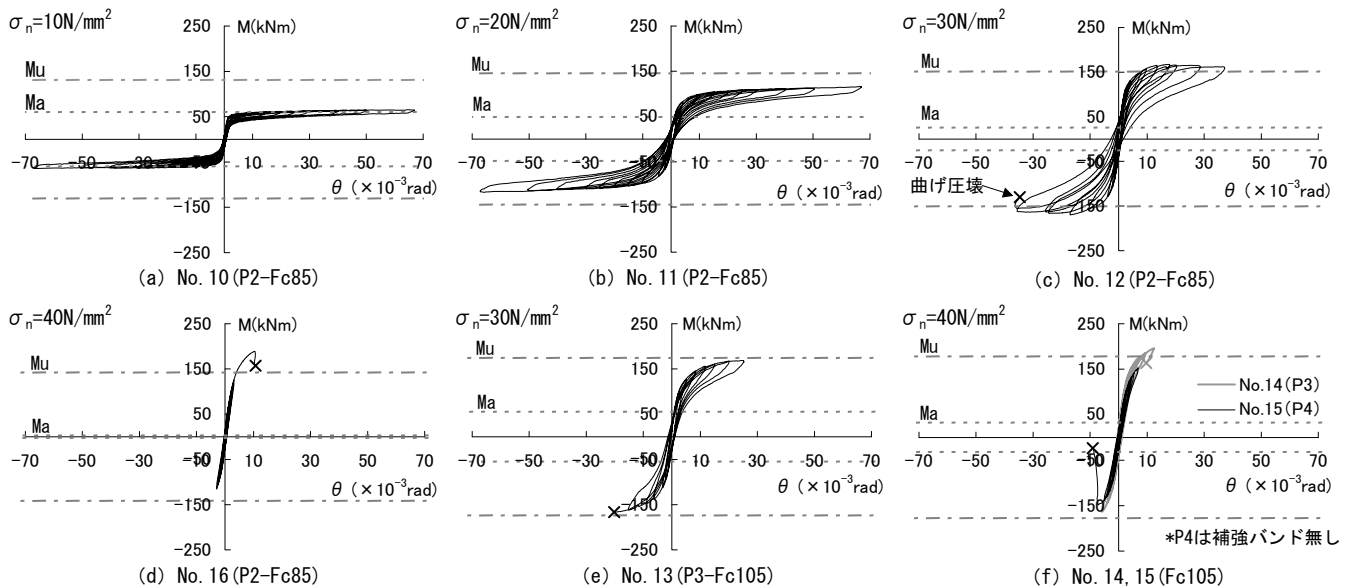


図 3 杭頭接合部の曲げモーメント～回転角関係 (シリーズ 2)

* 大成建設 技術センター
 ** 大成建設 設計本部
 *** 日本大学理工学部 教授・工博

* Technology Center, Taisei Corporation
 ** Design Division, Taisei Corporation
 *** Prof. College of Science & Technology, Nihon Univ, Dr. Eng