

論文 パイルキャップが先行破壊する既製杭基礎接合部の補強筋の効果

日比野 陽^{*1}・高橋 広生^{*2}・楠 浩一^{*3}・向井 智久^{*4}

要旨：既製杭頭接合部の耐力と靱性向上には杭体の耐力向上のみならず靱性に優れた杭頭接合部（パイルキャップ）を実現することが望ましい。本研究では、パイルキャップが先行破壊する既製杭基礎構造の補強筋が破壊性状と耐力に及ぼす影響について実験的に検討を行った。本実験では、補強筋量が異なる試験体であっても耐力に大きな差がなく、耐力式において、パイルキャップ内のコンクリートの支圧力の上限を決めている補強筋の効果は確認できなかった。パイルキャップ内の補強筋量が少ない場合であっても耐力が期待でき、靱性も確保できること、支圧力とパイルキャップ径の考慮により、耐力評価できる可能性を示した。

キーワード：既製杭, パイルキャップ, 杭基礎接合部, 支圧力, 補強筋

1. はじめに

東日本大震災（2011年）や熊本地震（2016年）では、新耐震設計法以降に設計された鉄筋コンクリート造建物の既製杭の被害やそれに伴う建物の沈下・傾斜などが確認されている^{例え1}。この原因として、一般建物において杭基礎構造が上部構造と一体設計されてこなかったこと、および大地震に対する安全性検証（保有水平耐力設計および保証設計）が義務づけられてこなかった弊害の顕在化が考えられる。

既製杭頭接合部の杭体とパイルキャップ内応力に基づく耐力検証は、古くから行われている^{例え2}が、大地震時の設計には反映されてこなかった。2017年に鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針³が刊行され、杭基礎構造部材の大地震時の耐震設計法が示されたが、実験的検証の不足からパイルキャップにおいては、補強筋を考慮しないため、未だ靱性が期待できない設計となっている。これらの背景から、基礎構造の地震被害の抑制と一体設計の実現のため、耐力と靱性に富んだ杭基礎構造を実現する方法と大地震時の設計法の確立が重要となっている。

近年、既製杭頭接合部の耐力と靱性向上には杭体の耐力向上のみならず靱性に優れた杭頭接合部（パイルキャップ）が望ましいとの考え方から、パイルキャップ内の応力を定式化し、杭基礎構造の曲げせん断耐力を評価する方法が提案されている⁴。しかしながら、荷重方向や杭体の埋込長、軸力比による耐力推定精度の低下が指摘される⁵など、パイルキャップ内の抵抗機構の定式化に検討の余地があると考えられる。特にコンクリートの支圧抵抗と抵抗する補強筋の引張力の評価については、実験時の最大耐力を回帰して評価されたものであり、パイ

ルキャップ内部の応力についての知見が不足している。

そこで本研究では、合理的かつ高精度のパイルキャップの設計法の確立に資する知見を取得することを目的として、パイルキャップが先行破壊する既製杭基礎構造の補強筋の効果を検証し、破壊性状および耐力との関係を明らかにすることを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体の詳細

本研究では、既製鉄筋コンクリート杭を想定した杭基礎構造の載荷実験を実施した。表-1に試験体の詳細を、図-1に試験体の配筋図を示す。試験体は既製杭とパイルキャップを模擬した。杭体は想定する既製コンクリート杭と同断面となる鋼管を用いた。鋼管は直径241.8 mm、板厚40 mmであり、材質はS45Cである。パイルキャップの断面は、既往の研究を参考に杭径の約2.5倍である600 mm × 600 mmとした。試験体のパラメータはパイルキャップ内の補強筋量とし、杭頭接合部内の補強筋については、文献4)の試験体を参考に配筋した。試験体の耐力については、式(1)~(4)によって決定される杭頭定着筋による曲げ強度と杭体に作用するコンクリートの支圧による強度により求めた。

$$M_u = M_{c0} + M_{a0} \quad (1)$$

$$M_{c0} = Q_{cu} \cdot h_u \quad (2)$$

$$Q_{cu} + R_{u2} = R_{u1} \leq T_u \quad (3)$$

$$M_{a0} = M_{au} \cdot \frac{h_u}{h_u + l} \quad (4)$$

ここに、 Q_{cu} : コンクリートの支圧力による終局せん断力、 R_{u1} , R_{u2} : 図-2に示す杭体に作用する支圧力、 T_u : R_{u1} に抵抗する補強筋の引張力、 h_u : 終局時のせん断スパン、

*1 名古屋大学 大学院環境学研究科 准教授 博士 (工学) (正会員)

*2 名古屋大学 大学院環境学研究科 元大学院生

*3 東京大学 地震研究所 教授 博士 (工学) (正会員)

*4 国土技術政策総合研究所 評価システム研究室 室長 博士 (工学) (正会員)

表-1 試験体パラメータ

Specimen	U-shaped Reinf.	Diagonal Reinf.	Hoop	Core reinf.	M_{a0} (kN·m)	Q_{cu} (kN)	M_{a0} (kN·m)	Q_{au} (kN)	M_u (kN·m)	Q_u (kN)	R_{u1} (kN)	T_{u1} (kN)	T_u/R_{u1}	Q_{max} (kN)	Q_{max}/Q_u
P-H	4-D16	2-D16	4×2-D16	4×2-D16	134	139	85	89	219	228	1325	1705	1.3	210	0.92
P-M			3×2-D16	3×2-D16	134	139			219	228		1391	1.1	230	1.01
P-L			2×2-D16	2×2-D16	109	113			194	202		1078	0.8	242	1.20

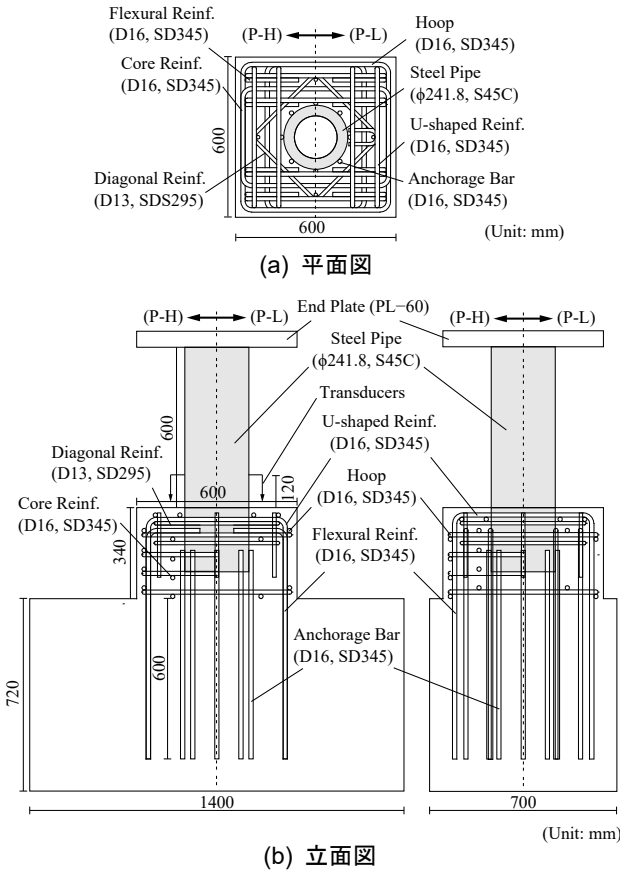


図-1 配筋図 (試験体 P-H, P-L)

M_{au} : 杭頭定着筋による終局曲げ強度, l : 埋め込み長さ
 試験体は表-1 に示すように、式(3)で示される支圧力 R_{u1} と抵抗する引張力 T_u の比 T_u/R_{u1} をパラメータとする3体を計画した。また、補強筋は図-1 に示すように、 T_u として作用する U 字筋、外周筋、中子筋、斜め筋に加え、垂直方向にのみ引張力を負担するよう加工した曲げ補強用鉄筋を配した。なお、本試験体の水平補強筋は文献 4) で示される杭頭から 45 度線内の範囲に配置されており、すべての水平補強筋が T_u で考慮される。さらに杭頭には定着筋を溶接した。斜め筋に D13(SD295)を、その他の杭頭定着筋を含めたすべての鉄筋に D16(SD345)を用いた。コンクリート強度は 30 N/mm^2 を目標とした。すべての試験体で杭の埋込長は杭径と同程度となる $l = 240 \text{ mm}$ とした。表-2、表-3 にコンクリートと鉄筋の材料特性を示す。

試験体 P-H はパイルキャップ内の横補強筋である外周筋と中子筋が図-1 に示すように、鉛直方向に 4 段配筋されており、 T_u が R_{u1} の 1.3 倍程度となっている試験体で

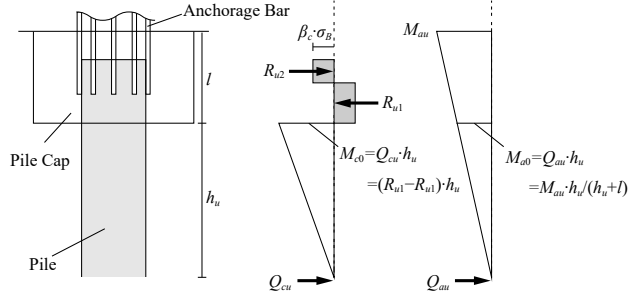


図-2 耐力計算

表-2 コンクリートの材料特性

圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
28.9	2.6	25.4×10^3

表-3 鉄筋の材料特性

鋼種	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_y (μ)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
D13 (SD295)	383	1695	2.26×10^5
D16(SD345)	395	2026	1.95×10^5

あり、補強筋が降伏せずパイルキャップ内のコンクリートが圧壊するよう設計した。また、試験体 P-M は外周筋と中子筋が 3 段配筋されており、 T_u と R_{u1} がほぼ等しくなる試験体であり、補強筋の降伏とコンクリートの圧壊が生じるよう設計した。試験体 P-L は外周筋と中子筋が 2 段のみであり、 T_u が R_{u1} の 0.8 倍となり、補強筋が降伏して耐力が決定されるよう設計した。なお、杭頭定着筋はすべての試験体で同じ本数としているため、 M_{a0} は等しくなる。U 字筋や定着筋および曲げ補強筋の定着長はすべて 600 mm とし、十分に定着されているものとして耐力を計算した。文献 4) を参考に、杭体に作用する支圧力 R_{u1} , R_{u2} の支圧強度は $\beta_c \sigma_B$ (支圧強度係数 $\beta_c = 1.5$) とした。また、杭頭定着筋による終局曲げ強度 M_{au} は、仮想円形断面 (杭径 + 200mm) により、コンクリートと定着筋の材料構成則をバイリニアにモデル化して、コンクリートの支圧強度 $\beta_a \sigma_B$ (支圧強度係数 $\beta_a = 1.8$) とする断面解析⁹⁾により求めた。

2.2 荷重方法

図-3 に荷重装置図を示す。水平力が反曲点位置を想定する高さであり、既往の研究をもとに杭径の約 3 倍となる $h_u = 960 \text{ mm}$ 位置に作用する片持ち梁形式により、正負交番繰り返し荷重を行った。鉛直軸力は、鋼管の断面積とパイルキャップのコンクリート強度に対して、軸力比が 0.2 となる 147 kN とした。荷重は、鉛直ジャッキにより所定の軸力を維持したまま、水平ジャッキにより、

図-3 に示す荷重方向で、荷重制御により $\pm 30\text{kN}$ を与えたのち、パイルキャップ上面から 120 mm 位置に設置した変位計(図-1 参照)により計測した杭頭接合面の回転角 θ が $\pm 1/800, \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25$ となるよう制御した。

3. 実験結果

3.1 せん断力一回転角・部材角関係

図-4 に各試験体のせん断力一回転角・部材角関係を示す。部材角は反曲点位置の水平変位を反曲点までの距離 $h_u = 960\text{ mm}$ で除して求めた。赤線で回転角 θ , 青線で部材角を示す。なお、試験体 P-H については荷重中の制御トラブルにより荷重の計測に問題が生じたため、杭頭接合面位置に貼付したひずみゲージからひずみゲージ位置の曲率を算定し、鋼管は弾性として、ヤング係数を $205 \times 10^3\text{ N/mm}^2$ と仮定して求めた曲げモーメントと加力点からの距離を用いてせん断力を推定した。したがって、他の試験体とは若干異なる履歴形状を示している。図中には、計算した耐力 Q_u および杭頭定着筋による耐力 Q_{au} と各鉄筋 (U 字筋, 杭頭定着筋, 斜め筋) が降伏した点および正負の最大耐力時についても示した。最大耐力は試験体 P-H では $\theta = -1/33$ 時に、試験体 P-M および P-L では $\theta = 1/25$ 時に発揮した。試験体 P-H を除き顕著な耐

力低下は見られなかった。補強筋の効果を考慮して耐力計算値が小さくなる試験体 P-L の最大耐力が最も高くなったが、計算値との差は大きくなった。荷重一回転角関係の履歴は全試験体でほとんど同様の性状を示した。これは、試験体 P-L であっても、補強筋量が過大であった可能性や補強筋の効果が耐力に現れなかった可能性がある。なお、各試験体とも、杭頭定着筋が $\theta = 1/200$ で引張降伏した。また、いずれの試験体においても、部材角は $\theta = 1/50$ 以降で、回転角よりも大きくなる傾向が見られた。

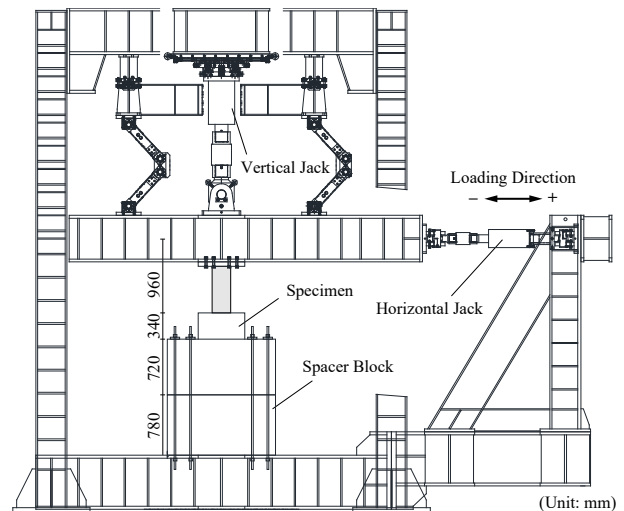


図-3 荷重装置図

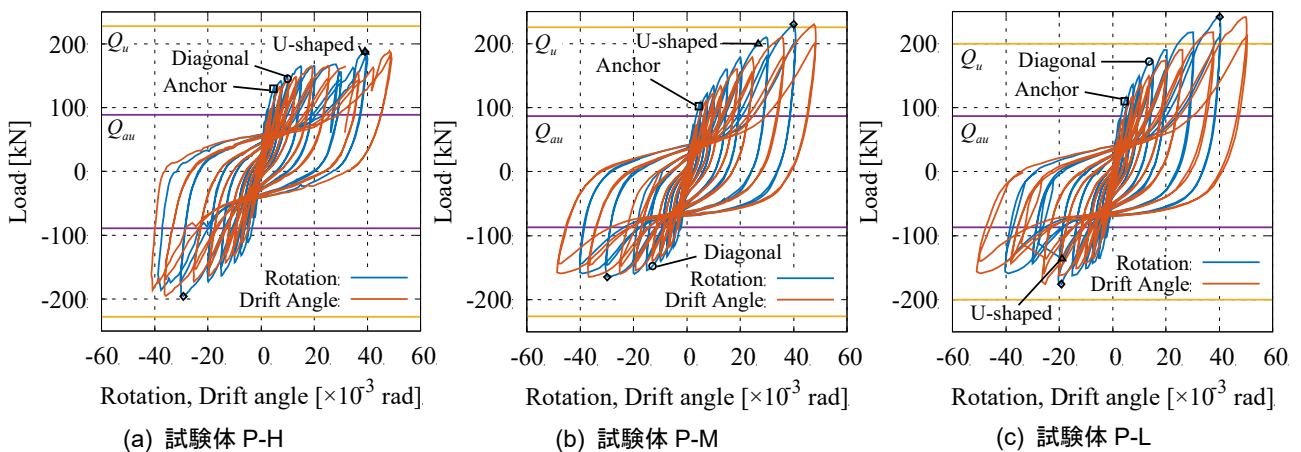


図-4 せん断力一回転角関係

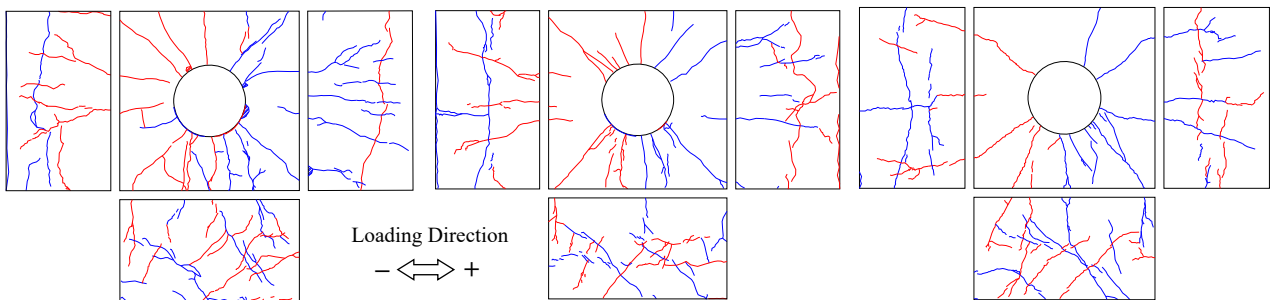


図-5 ひび割れ性状 (最終破壊時)

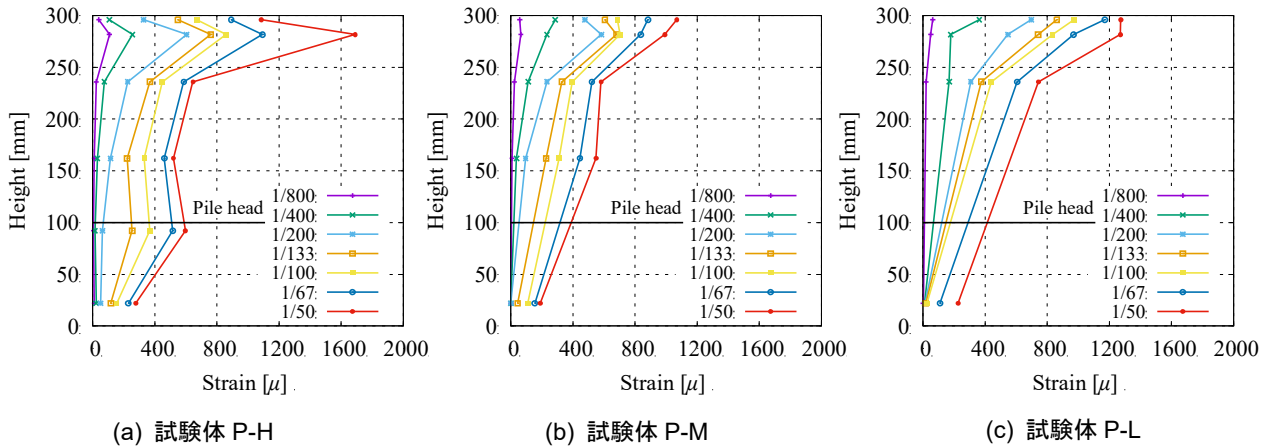


図-6 ひずみ度分布

杭体が降伏していないことから、杭体に水平のずれ変形が生じたことによるものと考えられる。

3.2 ひび割れ性状

図-5 に最終破壊時のパイルキャップ上面および側面のひび割れ性状を示す。赤線が正載荷時、青線が負載荷時に生じたひび割れを示す。各試験体のひび割れは、補強筋量の少ない試験体ほど早期に発生した。載荷方向と並行となる側面には斜めのせん断ひび割れが発生し、回転角の増大とともにひび割れが拡幅した。パイルキャップ上面のひび割れは、既往の研究と同様に、放射状に拡がり、回転角の増大とともに大きく拡幅した。側面の斜めのせん断ひび割れは、試験体 P-L で $\theta = 1/200$ 時に生じ、他の試験体よりも早期に発生した。また、ひび割れの本数も試験体 P-L が最も少なく、補強筋量が影響したと考えられる。載荷方向と直交する側面のひび割れは、引張側の載荷となったときに生じた水平ひび割れに加え、圧縮側の載荷時となったときに上面に生じた放射状のひび割れから進展したひび割れが鉛直方向に発生し、パイルキャップ下部の隅角部に向かって進展した。補強筋が少ないほど、水平のひび割れが杭頭接合面に近い位置に発生し、本数も多くなった。これは、補強筋量が少ないことにより、杭の変形に伴うコンクリートの支圧力の反力として、コンクリートが押し出されたためであると考えられる。

3.3 補強筋のひずみ度分布

図-6 に各回転角時における水平方向の補強筋（載荷方向と平行に配置されている補強筋）のひずみ度分布を示す。図の縦軸はパイルキャップ下面位置（上面から340 mm）からの高さであり、横軸がひずみ度を表す。なお、プロットしたひずみ度は、同高さ位置にある補強筋で計測したひずみ度の平均値であるため、図-4 の降伏状態とは若干異なる。また、図中には杭頭位置（上面から240 mm）も示した。

平均的なひずみ度は、いずれの試験体においても降伏

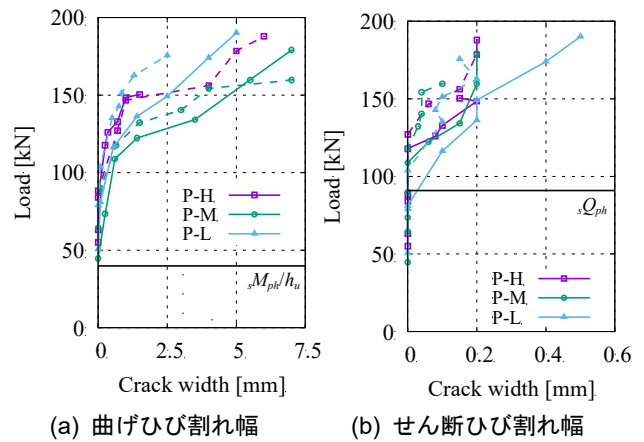


図-7 最大ひび割れ幅の推移

ひずみに至らなかった。パイルキャップ上面に発生したひび割れの影響により、パイルキャップ上面に近い位置の鉄筋ひずみが大きく、下方になるほどひずみが小さくなる傾向を示した。また、回転角が大きくなってもその傾向は変わらなかった。 $\theta = 1/50$ 時において、試験体 P-H の高さ 280 mm 付近の補強筋のひずみが大きくなったが、斜め補強筋を横切る局所的なひび割れによるものである。一方で、高さ 300 mm 付近の補強筋のひずみ度が試験体 P-L で大きく、補強筋量が少ないために、ひび割れが拡幅したことによる影響が見られる。また、試験体 P-H では、杭頭位置(100 mm)付近のひずみ度が大きくなっており、コンクリートの支圧力に伴う引張力が生じていた可能性がある。

載荷方向の直交方向の鉄筋については、杭体に近い位置にある U 字筋が、試験体 P-M では $\theta = 1/50$ 時に、試験体 P-H, P-L では、 $\theta = 1/25$ 時に降伏した。

3.4 ひび割れ幅

図-7 に荷重と最大曲げひび割れ幅およびせん断ひび割れ幅の関係を示す。破線は各試験体の負載荷時のひび割れ幅である。図中には、「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説³⁾」に示される接合法 B

における損傷限界曲げモーメント時せん断力 sM_{ph}/h_u (式(5)) および損傷限界せん断力 sQ_{ph} (式(6)) を示した。

$$\frac{sM_{ph}}{h_u} = s f_c \cdot \left(\frac{D \cdot l^2}{6h_u + 4l} \right) \quad (5)$$

$$sQ_{ph} = \left(\frac{2}{3} \right) \cdot c \sigma_s \cdot A_s \quad (6)$$

ここに、 $s f_c$: コンクリートの許容圧縮応力度(=2/3 σ_B), $c \sigma_s$: パイルキャップのコンクリートの直接せん断強度 (N/mm²) (= 0.335 $\sigma_B^{0.5}$), A_s : 水平力作用方向の杭全面のパイルキャップのせん断破壊面の水平投影面積 (= $c(c+D)$), c : 杭表面とパイルキャップ側面までの距離

曲げひび割れ幅は上面および側面の水平ひび割れを含むせん断ひび割れ以外の最大ひび割れ幅であり、荷重初期から発生し、荷重が大きくなるにつれ、大きくなっている。しかしながら、損傷限界曲げモーメント時せん断力時にはひび割れは発生しておらず、式(5)により、安全側に評価できている。曲げひび割れ幅の増大傾向はいずれの試験体も類似しており、曲げひび割れ性状に大きな違いはなかった。

せん断ひび割れについては、荷重が 100 kN 程度となる時に発生し、150 kN 時において、すべての試験体で 0.2 mm に達した。損傷限界せん断力(= 91 kN)時には試験体 P-L のみでひび割れが発生したものの、極僅かであり、式(6)により安全にせん断ひび割れの制御ができていた。補強筋量の少なかった試験体 P-L では、補強筋の間隔が広がっているため、せん断補強筋のない箇所においてせん断ひび割れが発生し、ひび割れ幅も大きくなったと考えられる。

4. 考察

4.1 骨格曲線の比較

図-8 に各試験体のせん断力-回転角関係の骨格曲線を示す。試験体 P-H は前述した制御不良により正負の荷重が逆転したため、履歴性状が逆転しているが、各試験体の荷重と回転角は $\theta = 1/100$ までは、正負ともおおよそ同じであり、以降で負荷荷時の荷重が正載荷時(試験体 P-H は正載荷時の荷重が負載荷時)よりも低下する。これは、文献 5)等でも確認されており、正載荷により、コンクリートの損傷が生じることにより、負載荷時においてコンクリートが負担するせん断力が低下するものと考えられる。一方で、骨格曲線では、耐力と変形性能において、補強筋量による違いはほとんど見られなかった。

4.2 補強筋の効果

図-9 に最大耐力 Q_{max} に対する荷重 Q の比とコンクリートの支圧力 R_{u1} に対する補強筋の引張力 T の比の関係を示す。補強筋の引張力 T は図-6 で用いた補強筋の平均ひずみ度により求めた応力度から、鉄筋本数を考慮し

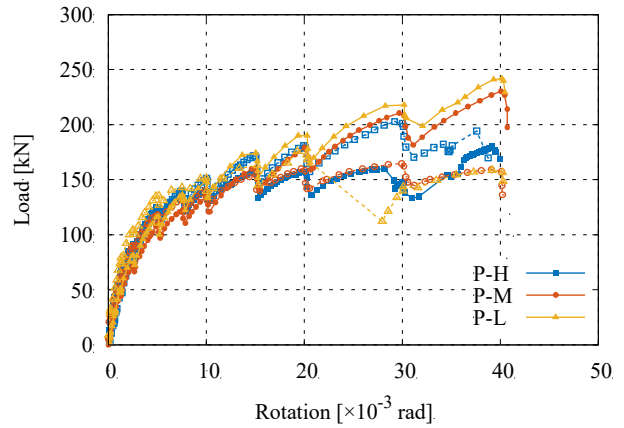


図-8 骨格曲線の比較

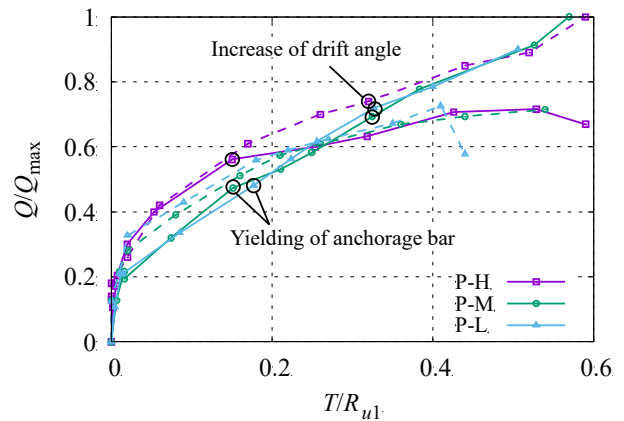


図-9 $Q/Q_{max} - T/R_{u1}$ 関係

て推定した。各試験体の T/R_{u1} は、荷重が最大耐力に近づくにつれて、大きくなっているが、最大耐力時においてもすべての補強筋が降伏しておらず、引張力 T_u には達しなかった。 T/R_{u1} の増大傾向は P-H でやや異なるが、最大耐力時の補強筋による引張力はほぼ等しく、補強筋量による引張力が耐力に及ぼす影響は見られなかった。

引張側の杭頭定着筋は $\theta = 1/200$ 時 ($Q/Q_{max} = 0.5 \sim 0.6$ 時) に降伏しており、概ね杭頭定着筋による終局曲げ強度 Q_{au} を発揮していると考えられることから、以後の回転角時のせん断力の増大はコンクリートの支圧力によるものと考えられる。さらに、図-4 で示したように、いずれの試験体においても、 $\theta = 1/50$ 以降 ($Q/Q_{max} = 0.7 \sim 0.8$ 以降) で回転角と部材角の乖離が見られることから、ひび割れの拡幅やコンクリートの圧壊が生じた可能性があるが、補強筋の引張力の増大傾向は変化しておらず、コンクリートの支圧力が補強筋により決定されなかったことが示唆される。また、杭頭定着筋による曲げ耐力 M_{au} が、一定の検証⁶⁾が行われていることを考えると、式(3)における補強筋の効果について検討する余地があると考えられる。本実験で降伏した補強筋はパイルキャップ上面近くの斜め筋およびU字筋のみであることから支圧力には一部の補強筋が抵抗し、かつ補強筋量が少ない場合であっても支圧力が期待できることも考えられる。

図-10 に既往の実験結果^{4,7)}および本実験の試験体の

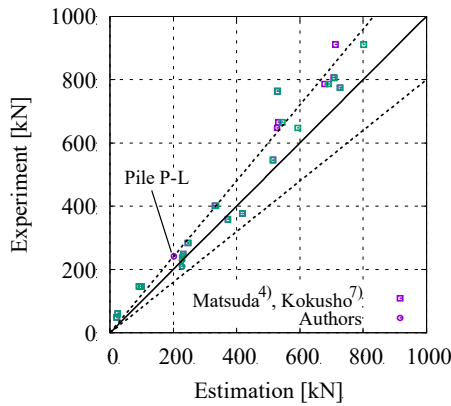


図-10 耐力計算値の比較

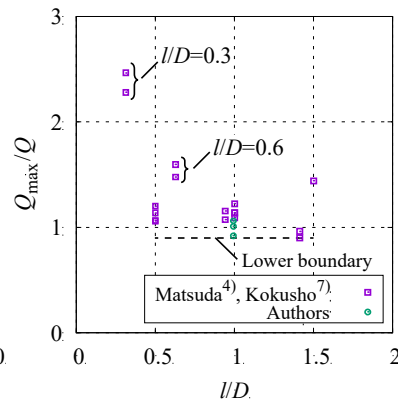


図-11 $Q_{\max}/Q - l/D$ 関係

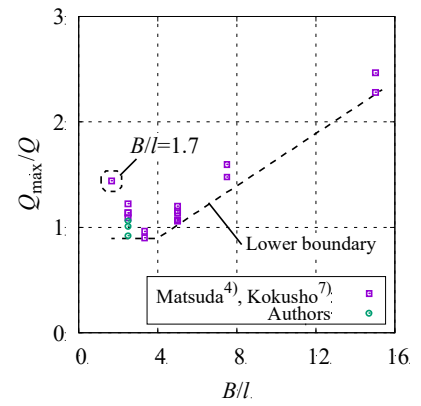


図-12 $Q_{\max}/Q - B/l$ 関係

最大耐力と計算値の比較を示す。緑色は式(3)で示される杭体に作用するコンクリートの支圧力の上限を補強筋による引張力 T_u で制限しない場合の計算値である。補強筋の引張力 T_u によって支圧力の上限が決定される試験体は多くないが、補強筋の引張力を考慮することにより、本研究の試験体 P-L を含め、耐力と計算値の比である余裕度がわずかに増大する。補強筋が作用しなくても支圧力が発揮されるためには、パイルキャップ径が十分に大きい場合などが考えられる。

図-11 に計算値 Q に対する実験値 Q_{\max} の比と埋込長 l と杭径 D の比の関係(引張力 T_u は考慮しない)を示す。 Q_{\max}/Q の下限値は、 l/D に関わらず 1 程度となるが、 $l/D = 0.3$ や 0.6 の場合^{4,7)}に下限値よりも大きな値を示す。この結果によれば、耐力には埋込長と杭径以外のパラメータが影響する可能性がある。図-12 に Q_{\max}/Q とパイルキャップせい B と埋込長 l の比の関係(引張力 T_u は考慮しない)を示す。 $B/l = 1.7$ の場合のみやや傾向から外れるが、 Q_{\max}/Q の下限値は、 $B/l = 4$ 以上で、概ね B/l に比例して増大する傾向を示した。 $B/l = 1.7$ の場合に Q_{\max}/Q が大きくなる要因の考察は今後の課題であるものの、耐力を向上させるためには、支圧力の大きさに応じてパイルキャップ径を考慮することが必要である可能性がある。

5. まとめ

パイルキャップが先行破壊する既製杭基礎構造の構造実験から、以下の知見を得た。

- 1) 本実験においては、パイルキャップ内の補強筋量が異なっても、ひび割れ性状や最大耐力に大きな差異は見られなかった。また、いずれの試験体も高い靱性を有していた。
- 2) パイルキャップ内補強筋はいずれの試験体においても、パイルキャップ上面に近い位置において一部の補強筋以外降伏しなかった。
- 3) 補強筋のひずみ度から推定したパイルキャップ内の補強筋による引張力は最大耐力時においても、提案される評価式の 60%程度に留まっていた。

- 4) パイルキャップせい B と埋込長 l の比が大きい試験体で計算値は耐力を過小評価し、 Q_{\max}/Q の下限値は、 $B/l = 4$ 以上で概ね B/l に比例して増大する傾向があることから、耐力評価には、支圧力とパイルキャップ径を考慮することが必要である可能性がある。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 20H00272 の助成を受けて実施しました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 金子治, 成田修英: 2016 年熊本地震での杭基礎の被害とその要因に関する解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol.82, No.737, pp. 1047-1054, 2017
- 2) 近田康夫, 小堀為雄: 杭頭結合部の安全性評価方法に関する一考察, 土木学会論文集, Vol.1989, No.410, pp. 277-286, 2010
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説, 2017
- 4) 松田竜, 毛井崇博, 加藤洋一, 水嶋康介, 白石将大: SC 杭頭埋込部の曲げ抵抗機構, 日本建築学会構造系論文集, Vol.85, No.776, pp.1291-1301, 2020
- 5) 大川真吾, 幾竹正明, 岸田慎司, 渡邊秀和, 中村聡宏, 向井智久, 小原拓, 松田竜, 八田宏志: 地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート杭基礎構造システムの耐震性能評価手法および試設計 その 1 杭頭埋込部曲げ挙動に着目した基礎部分架構の実験実験概要と結果, その 2 杭頭埋込部曲げ挙動に着目した基礎部分架構の実験 実験の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 497-500, 2022
- 6) 株式会社ブレイブ: WSD390 WSD490, 設計マニュアル, 2022
- 7) 黒正清治 他 7 名: 正負交番繰返し水平力を受ける杭と基礎の結合部に関する実験研究(その 1) ~ (その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp. 2323-2328, 1981