

崩壊形に基づく杭頭接合部の最大耐力の定式化

土佐内 優介 小林 勝巳
佐々木 仁

概 要

1995年兵庫県南部地震では、杭基礎に損傷が生じた事例が報告された。また、2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震では、上部構造の損傷が軽微な建物であっても、杭基礎が損傷したことによって建物に大きな傾斜が生じて使用できなくなった事例が報告されている。そういった背景から、杭基礎の耐震性能評価が求められている。既往の研究では、杭頭部分をパイルキャップに比較的長く(概ね1D程度。Dは杭の直径。)根入れした場合の性能評価が提案されている。しかし、近年多く見られるようになっている杭頭に溶接した鉄筋で杭とパイルキャップとを接合することで根入れ長さを短くする工法に対する耐震性能評価には課題がある。そこで本研究では、杭頭接合部の抵抗機構を仮定して最大耐力の定式化を行った。ここで提案する定式化では、これまでに提案された抵抗機構には含まれていなかった軸力の影響を考慮できるようにした。定式化による最大耐力は、実験結果から得られた最大耐力を概ね評価できることが確認できた。今後は、杭の軸力比や杭頭定着筋量などの影響を検証し、適用範囲を明確にすることや評価精度を向上させることが課題である。

Moment capacity formulation based on failure mechanism at pile and pile cap interface

Abstract

In major earthquakes in Japan such as the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, 2011 Tohoku Earthquake, 2016 Kumamoto Earthquake, some buildings were demolished by losing their original functions since their piles and pile foundations were damaged leading to tilting of their superstructure. It is a new lesson for the Japanese engineering society that buildings lose their functions even if the superstructure has no or very minor damage.

The bending behavior at pile and pile cap interface was studied by Kirihara et al. in 1980's. Their piles were embedded in pile caps as deep as their pile diameter. Several moment resisting mechanisms were clarified and modelled based on the experimental study and they proposed formulae for the bending capacity. However, recent piles have anchorage reinforcement to enhance the moment capacity with much smaller embedment length. In order to design for bending behavior at the interface, there are some issues to be quantified such as concrete strength enhancement due to the bearing effect of concrete, confining effect from reinforcement of pile cap, volume of concrete in pile cap which reacts against bending action, etc.

This paper discusses the bending moment resisting mechanism and proposes moment capacity equations for the recent type of pile system using the experimental work conducted on five specimens, which had short steel pile embedment ($1/3D$ or $2/3D$ assuming D is the pile diameter) with or without anchorage reinforcement. Five specimens were designed to reach different types of concrete failure modes based on Kirihara et al.'s formulae. Test results showed unexpected failure modes and a new design equation was proposed. In the new equation, Kirihara et al.'s formulae were revised to take into account the effect of short embedment of pile, using Kokusho's study, and axial load ratio. The bending moment capacities based on the revised equation agreed well with the experimental results with good accuracy. Clarification of detailed resisting mechanism is still underway to cover wider range of axial load ratio and amount of anchorage reinforcement, and to quantify deformation for different characteristic points in order to increase accuracy of equations and build performance based design criteria of pile and pile cap interface.

キーワード: 杭頭接合部、根入れ抵抗

§1. はじめに

近年、杭基礎の合理化を目指す動きが活発になるとともに2次設計の必要性も高まってきており、各機関で研究が進められている^{1),2)}。また、日本建築学会ではそれらによって得られた知見を反映して設計指針の整備が進められている^{3),4)}。文献5)において筆者らは、杭頭の根入れ長さが短いパイルキャップに着目して構造実験を行い、最大耐力およびパイルキャップの損傷状況を報告した。

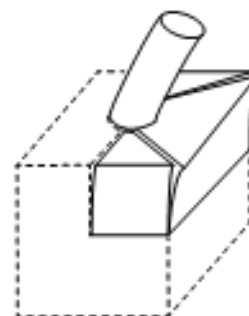
筆者らは実験に先立ち、杭に水平力が作用したときの杭頭接合面の抵抗機構をモデル化し、パイルキャップの最大耐力を予測する算定式を導いた。杭頭の根入れ長さが長いパイルキャップを対象とした算定式は桐原らによって提案されている⁶⁾。この文献6)では複数のパイルキャップの破壊モードとそれらに応じた破壊荷重の算定方法が示されており、実験結果と良い対応を示すとされているが、実験及び算定式において軸力を考慮していないことに課題がある。また、近年では杭頭に溶接した鉄筋で杭とパイルキャップを定着させ、杭頭の根入れ長さを短くする場合も多いが、そのような場合の適用性についても不明である。そこで本報では予測した最大耐力と構造実験で得られた最大耐力を比較することで、破壊モードについて考察するとともに、導いた算定式の妥当性を検証した。

§2. 杭頭接合部の崩壊形

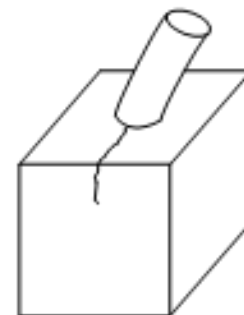
文献6)では複数の破壊モードが示されている。その中から、支配的となる破壊モードを図1に示す。破壊モードbはパイルキャップ加力前面のせん断破壊、破壊モードdはパイルキャップ加力直交方向の引張降伏、破壊モードeはパイルキャップ加力後面のせん断破壊、破壊モードhはパイルキャップ加力後面のすべり破壊である。

文献5)でも報告したように、実験では杭頭定着筋が無い4つの試験体においては、パイルキャップ前面に加力方向と平行な方向にひび割れが生じた。また、パイルキャップの側面に向かって加力直交方向にもひび割れが生じた。ひび割れの発生状況が図1とは異なるが、加力直交方向のひび割れがパイルキャップ側面まで到達した時点で水平荷重が減少したことから、試験体の破壊モードはパイルキャップ前面のせん断破壊または曲げ破壊と判断した。

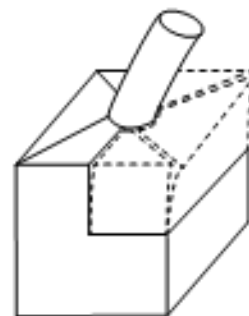
杭頭定着筋がある試験体においては、パイルキャップ前面に加力方向と平行方向のひび割れが生じ、パイルキャップの側面に向かって加力直交方向にもひび割れが生じた。さらに、加力後面にもひび割れが生じたことから、試験体の破壊モードは、加力後面の曲げ破壊後のパイルキャップ前面のせん断破壊または曲げ破壊と判断した。



(a) Failure mode b : Shear failure at front



(b) Failure mode d : Tensile yielding



(c) Failure mode e : Shear failure at back



(d) Failure mode h : Slip failure

図1 崩壊形⁶⁾

§3. 抵抗機構のモデル化

3.1 定式化

はじめに、黒正らが報告したパイルキャップ内部の応力分布⁷⁾を参考にして、杭頭の根入れ長さが深い場合と浅い場合について、それぞれ図2のような反力分布を仮定した。杭頭の根入れ長さが長い場合をモデル1、根入れ長さが短い場合をモデル2とする。

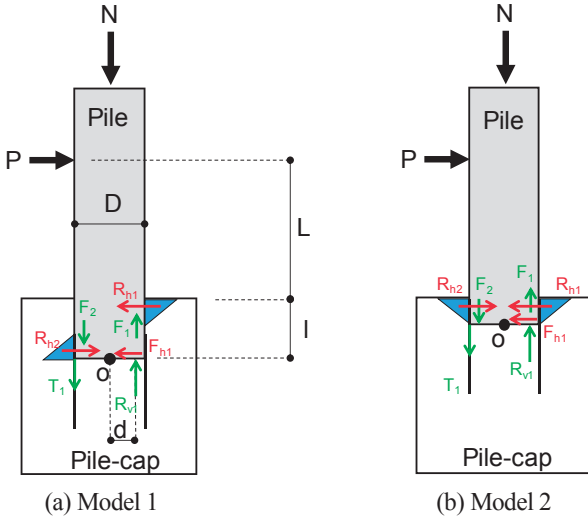


図2 抵抗機構のモデル化

次に水平方向、鉛直方向について、式(1)および式(2)のような釣り合い式を立てた。Pは水平荷重、Rh1、Rh2はパイルキャップから杭に作用する水平反力、Fh1は杭頭接合面とパイルキャップコンクリート間に作用する摩擦力、F1、F2は杭側面とパイルキャップの間に生じる摩擦力、Rv1は杭頭接合面から杭に作用する鉛直反力、Nは軸力である。

$$P + R_{h2} = R_{h1} + F_{h1} \quad (1)$$

$$F_1 + R_{v1} = N + F_2 + T_1 \quad (2)$$

また、回転方向はモデル1とモデル2について、それぞれ式(3)および式(4)のような釣り合い式を立てた。Lは水平載荷点からパイルキャップ表面までの距離、lは根入れ長さ、Dは杭径、T1は杭頭定着筋が負担する引張力、dは鉛直反力の作用位置でd=D/2-t/2とした。(t:杭の肉厚)

$$P(L+l) + \frac{1}{6}lR_{h2} - \frac{5}{6}lR_{h1} - \frac{D}{2}F_1 - \frac{D}{2}F_2 - \frac{D}{2}T_1 - dR_{v1} = 0 \quad (3)$$

$$P(L+l) + \frac{2}{3}lR_{h2} - \frac{2}{3}lR_{h1} - \frac{D}{2}F_1 - \frac{D}{2}F_2 - \frac{D}{2}T_1 - dR_{v1} = 0 \quad (4)$$

モデル1でPを求める場合には式(1)～式(3)、モデル2でPを求める場合には式(1)、式(2)、式(4)を用い、各破壊モードにおける水平反力Rh1を与えることにより、破壊荷重P1を算定する。杭側面とパイルキャップ間の摩擦係数をμとすると、摩擦力F1、F2は式(5)、式(6)のように表すことができ、これらを(2)式に代入するとRv1は(7)式ようになる。モデル1でPを算定する場合、式(7)を式(3)に代入し、AとBを以下のようにすると、Rh2は式(8)のように表せる。

$$F_1 = \mu R_{h1}, F_2 = \mu R_{h2} \quad (5)$$

$$R_{v1} = N + \mu R_{h1} + T_1 - \mu R_{h2} \quad (6)$$

$$A = \frac{1}{6}l + \frac{1}{2}\mu D - \mu d, B = \frac{1}{6}l - \frac{1}{2}\mu D - \mu d \quad (7)$$

$$R_{h2} = \frac{A}{B}R_{h1} + \frac{dN}{B} + \frac{DT_1}{2B} + \frac{dT_1}{B} - \frac{P(L+l)}{B} \quad (8)$$

また、杭頭接合面とパイルキャップコンクリート間の摩擦係数もμとすると、Fh1は式(9)のように表せる。

$$F_{h1} = \mu R_{v1} = \mu(N + \mu R_{h2} - \mu R_{h1} + T_1) \quad (9)$$

式(8)および式(9)を用いて式(1)を展開するとPとRh1の関係式は式(10)となる。

$$P = \frac{(1-\mu^2)(1-\frac{A}{B})R_{h1} - (1-\mu^2)\frac{dN}{B} - (1-\mu^2)\frac{DT_1}{2B} - (1-\mu^2)\frac{dT_1}{B} + \mu(N+T_1)}{1 - \frac{(1-\mu^2)(L+l)}{B}} \quad (10)$$

model 2でも同様の手順でPとRh1の関係を求めることができ、その結果は式(10)と同じである。ただしモデル2の場合、AおよびBは以下となる。

$$A = \frac{2}{3}l + \frac{1}{2}\mu D - \mu d, B = \frac{2}{3}l - \frac{1}{2}\mu D - \mu d$$

3.2 各部の耐力

ここでは、各破壊モードにおける最大荷重Pを求めるために必要な各部耐力の算定方法について示す。原則的には文献(6)と同様の内容であるため、詳細については省略して簡潔に記載する。

3.2.1 加力前面と加力後面のせん断耐力

加力前面と加力後面のせん断耐力は、コンクリートのせん断耐力と、コンクリートのせん断面を横切る鉄筋のせん断耐力の和として式(11)により求める。せん断面の面積は図3に示す範囲とする。

$$Q_u = \frac{\sigma_B}{10} A_c + \frac{f_t a_v}{\sqrt{3} 2} \quad (11)$$

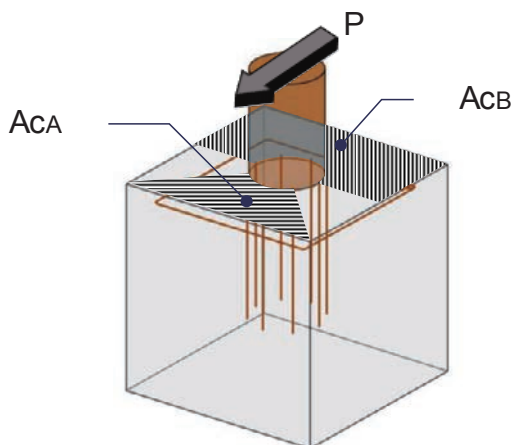


図3 せん断破壊面の面積

3.2.2 引張耐力

引張耐力は、図4に示すひび割れを横切る鉄筋の引張耐力の総和とし、式(12)により求める。

$$Q_u = f_t a_t \quad (12)$$

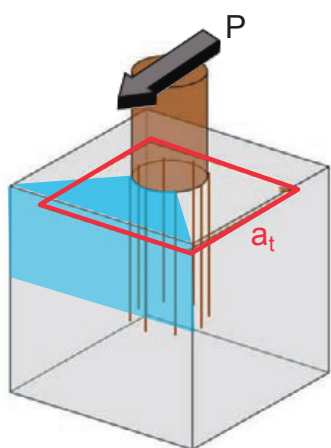


図4 引張破壊に抵抗する鉄筋

3.2.3 加力後面のすべり破壊耐力

加力後面のすべり破壊耐力は、図5に示すコンクリートすべり面の見つけ面積分のせん断耐力と、その断面を横切る鉄筋の引張耐力およびせん断耐力の総和とし、式(13)により求める。

$$S_B = \frac{\sigma_B}{10} B l + f_t a_t + \frac{f_t a_v}{\sqrt{3} 2} \quad (13)$$

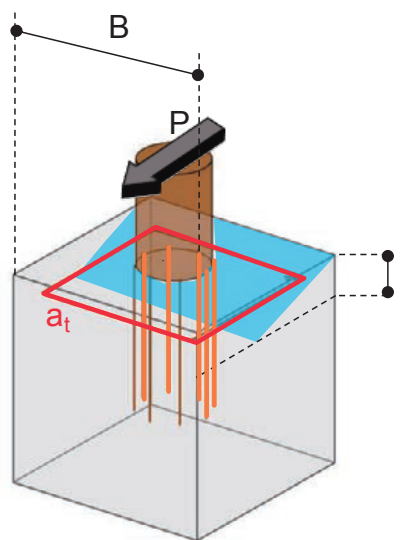


図5 すべり破壊に抵抗するコンクリートと鉄筋

3.2.4 各破壊モードと各部耐力

各破壊モードに応じてパイルキャップから杭に作用する水平反力Rh1の限界値は以下のように算定する。なお、破壊モードbdおよびbeは、2つの破壊モードが複合したものである。各破壊モードに応じて、式(14)～式(16)のRh1を用い、式(10)によって破壊荷重を求める。

$$bd: R_{h1} = Q_{uA} + T_u \quad (14)$$

$$be: R_{h1} = Q_{uA} + Q_{uB} \quad (15)$$

$$bd: R_{h1} = S_B \quad (16)$$

§4. 実験結果と計算結果の比較

表1に計算結果により得られた各破壊モードの最大耐力を示す。なお、各試験体の諸元は文献5)を参照されたい。比較は杭頭接合面の曲げモーメントで行っており、計算値は式(17)で、実験値は式(18)により算定している。ここで、 δ は図6に示すように、軸力導入高さにおける水平変位である。

$$M_{cal} = P \times (L + l) \quad (17)$$

$$M_{exp} = P \times (L + l) + N \times \delta \quad (18)$$

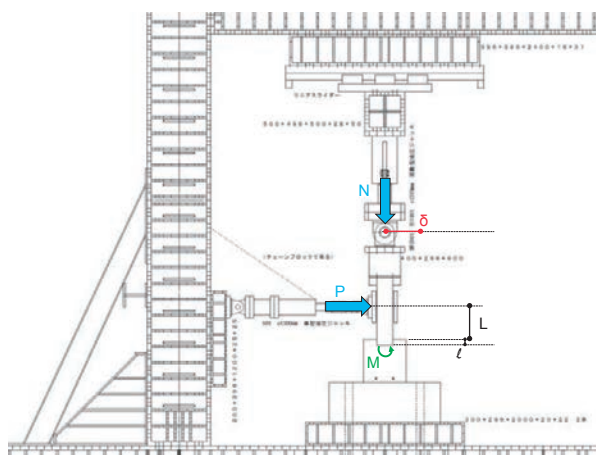


図6 実験の荷重システム

表1に計算結果と実験結果を示す。計算結果からは試験体A01、A02、A04では破壊モードhになると予想されたが、実験結果はbdまたはbeようになっており、計算結果から予想される破壊モードと実験で見られた破壊モードは異なっていた。実験結果を見ると、加力後面側のコンクリートのひずみが小さかったことから、杭頭の根入れ長さが短く、さらに杭頭根入れ部周辺の補強筋が既往の文献6)に比べて少ないために、反力Rh2がほとんど生じなかったためと予想される。

これらの試験体について他の破壊荷重を参照すると、破壊モードbdの破壊荷重が比較的实验結果と近い。また、破壊モードbdの破壊荷重に比べて破壊モードbeの破壊荷重が大きいことと、荷重で生じたひび割れ状況から、試験体A01、A02、A04の破壊モードもbdと判断し、model1とmodel2の算定結果を図7で比較する。試験体B01とA19では根入れ長さが長いmodel 1で計算値が実験値と近く、試験体A01、A02、A04では根入れ長さが短いmodel 2の計算値が実験値と近い結果となった。

表1 計算結果と実験結果の比較

	Specimen	l	M_{cal} [kNm]			M_{exp} [kNm]
			bd	be	h	
Model 1	B01	0.67D	31.7	83.8	38.8	28.7
	A01	0.33D	23.6	59.4	17.4	20.0
	A02		30.0	61.1	23.6	23.1
	A04		47.2	78.6	40.7	36.7
	A19		39.4	69.6	46.0	40.7
	Specimen	l	M_{cal} [kNm]			M_{exp} [kNm]
			bd	be	h	
Model 2	B01	0.67D	18.9	47.1	22.7	28.7
	A01	0.33D	17.6	42.1	13.4	20.0
	A02		21.9	43.2	17.6	23.1
	A04		38.1	59.7	33.7	36.7
	A19		31.5	52.2	36.1	40.7

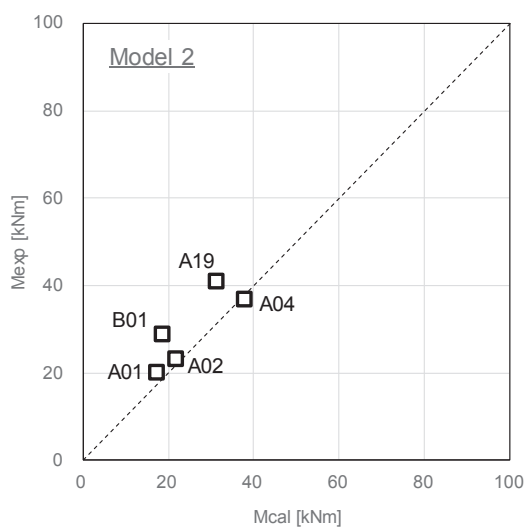
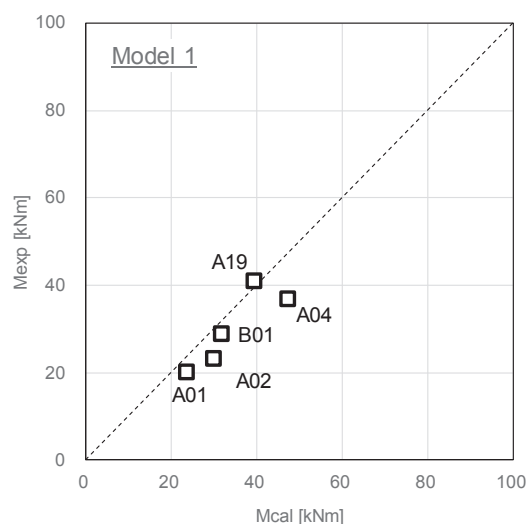


図7 崩壊形bdにおける計算結果と実験結果の比較

§5. まとめ

本報では、パイルキャップの最大耐力の算定式を導出し、実験結果と算定結果との比較を行い、以下の知見を得た。

- ・試験体の破壊モードはbdと判断した。
- ・試験体B01とA19では根入れ長さが長いmodel 1で計算値が実験値と近く、試験体A01、A02、A04では根入れ長さが短いmodel 2の計算値が実験値と近い結果となった。

一方、最大耐力を予測するために仮定した抵抗機構と実験で観察された抵抗機構には違いが見られたため、今後は実験で観察された抵抗機構をもとにモデル化を見直して算定式の信頼性向上を図り、設計式の提案へと結び付けたい。

謝辞 本報は、フジタ、東京工業大学、戸田建設、西松建設による共同研究の成果です。関係者には貴重なご意見とご指導を賜りました。ここに記して感謝いたします。また、本研究は、JST 産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラム(JPMJOP1723)によるものです。記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 向井智久、平出務、渡邊秀和、中村聡宏、毎田悠承、河野進、岸田慎司、小林勝巳、金子治、福田健、今井康幸、木谷好伸、石川一真、早川哲生、長澤和彦、平尾一樹、浅井陽一:大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究、国立研究開発法人建築研究所、No.195、2019.10
- 2) 向井智久、平出務、長澤和彦、河野進、岸田慎司、金子治、小林勝巳、木谷好伸、今井康幸:大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究 その1~15、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 575-604、2017.8
- 3) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針、2019.11
- 4) 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、2017.3
- 5) 土佐内優介、中野凌、成瀬俊佑、河野進、小林勝巳、福田健、郡司康浩、新井寿昭、小原拓:杭頭根入れ長さが短いパイルキャップの終局耐力に関する曲げせん断実験その1~3、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 179-184、2019.7
- 6) 桐原英秋、牧野俊雄、棚橋秀光、秋山宏:鋼管くい基礎接合部の終局耐力と変形性能、日本建築学会構造系論文報告集、第366号、pp. 132-141、1986.8
- 7) 黒正清治、武秀彦、林静雄、堀井昌博、和田章他: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3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 2325-2328

ひとこと



引き続き、基礎構造の合理化に向けて研究開発を進めていきます。

土佐内 優介