

(35) スtrand場所打ち杭と鋼管柱の 非埋込み型接合部の曲げ剛性に関する考察

山野辺 慎一¹・伊藤 弘之²・玉嶋 克彦³・鈴木 健一⁴・滝沢 聡⁵

¹フェロー会員 鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1）
E-mail: yamanobe@kajima.com

²正会員 鹿島建設株式会社 土木設計本部（〒107-8477 東京都港区元赤坂1-3-8）
E-mail: ito0811@kajima.com

³正会員 大成建設株式会社 土木本部（163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1 新宿センタービル）
E-mail: tamasima@ce.taisei.co.jp

⁴正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京建設プロジェクトマネジメントオフィス
（〒141-0031 東京都品川区西五反田3-5-8 JR目黒MARCビル）
E-mail: suzukiken@jreast.co.jp

⁵正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター
（〒141-0031 東京都品川区西五反田3-5-8 JR目黒MARCビル）
E-mail: s-takisawa@jreast.co.jp

低空頭・狭隘地における杭の施工を改善するために開発された杭の軸方向鋼材にストランド(PC鋼より線)を用いたストランド場所打ち杭工法では、1柱1杭形式の下部構造が支える構造における接合部を合理化するため、杭の軸方向鋼材を鋼管柱に直接定着する接合部構造を対象とし、曲げモーメントに対する挙動を確認するための正負交番載荷実験が行われている。本研究では、その実験結果に基づき、接合部の剛性について考察した。

Key Words : bored cast-in-place concrete pile, deployable reinforcement cage, column-pile joint, non-embedded joint, joint stiffness

1. はじめに

鉄道施設のリニューアル工事のような、狭隘な施工スペース、厳しい空頭制限などの空間的・時間的な制約に対応する工法として、通常の軸方向鉄筋に代わり高強度で可撓性に富むストランドを用いて伸縮が可能な鉄筋かごを用いたストランド場所打ち杭工法¹⁾が開発されている(写真-1)。さらに、この工法のストランドの定着部がねじ加工したマンションのナット定着であることを利用し、杭に接続する鋼部材端部にマンションをナット定着とすることで、構造の簡略化と施工性の大幅な向上が得られることが実工事²⁾で確認された。こうした接合部構造は例がなかったため、適用に当たっては、接合部の縮小モデルの正負交番載荷実験により、曲げおよびせん断に対する基本的な構造特性について確認されている³⁾。

本研究は、同実験の曲げ挙動を詳細に検討し、接合部の曲げ剛性に関して考察したものである。

2. 杭頭接合部の構造と実験の概要

(1) 杭頭接合部の構造概要

本研究で対象とする構造は、図-1に示すように、ストランド場所打ち杭の軸方向鋼材であるストランドの端部がマンション(厚肉スリーブを圧着加工し、ねじを切削したもの)であることを利用し、これを鋼管柱基部に直接ナットで定着して接合し、柱の曲げによる引張力をストランドに直接伝達する非埋込み型の接合構造である。

(2) 実験対象

実験対象は、人工地盤における場所打ち杭(φ1,500mm, 軸方向鉄筋:SD390-D32-36本, コンクリートの設計基準強度: $f_{ck}=21\text{ N/mm}^2$)と鋼管柱(STK490, φ914mm, t=16mm)の接合部を基本とし、これを曲げ耐力が等価なストランド場所打ち杭(φ1,500mm, SEEEケーブルF50-24本, コンクリートの設計基準強度: $f_{ck}=40\text{ N/mm}^2$)に変更した



写真-1 伸縮可能な鉄筋かご

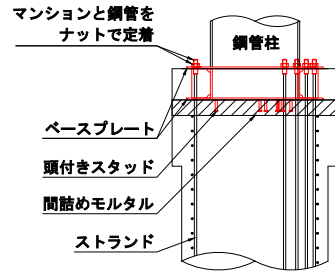


図-1 接合部の構造

上で、鋼管柱下端にはリブ補強した2枚のベースプレートを設け、上部ベースプレートにストランドのマンションをナットにより機械的に定着させる構造である。

軸圧縮力は下部ベースプレートから間詰モルタルを介して杭体に伝達し、曲げに対する引張力は上部ベースプレートからストランドに直接伝達する。せん断力に対しては、下部ベースプレート下面にずれ止めとして配置した頭付きスタッドにより伝達させる構造である。

本接合部を適用する構造部の要求性能を考え、作用軸力下での曲げに対する各部の発生応力と損傷の進展や破壊モード、曲げ耐力、および接合部の剛性について交番載荷実験で確認した。

(3) 正負交番載荷実験の概要

a) 試験体の設定

試験体は載荷能力、使用材料等を勘案し、上述の独立一本柱形式の接合部の約1/2の縮小モデルとした。

実構造物の設計では、一般に鋼管柱の耐力の1.2倍の断面力に対して接合部の耐力が確保されるように設計される⁴⁾ため、地震時の損傷は鋼管柱が先行し、次いで杭が降伏する耐力バランスとなっている。これに近似する耐力となるように鋼管を選定するとφ406.4mm、板厚t=16mmとなるが、実験においては接合部の損傷過程や耐力を確認する必要があることから、鋼管の耐力が相対的に高くなるよう、φ508mm、t=19mmを用いた。これにより、試験体の鋼管は実構造物の2倍程度の曲げ耐力、剛性となっている。

接合部における曲げモーメントとせん断力の比率が対象構造物と同程度となり、杭体に曲げモーメントがある程度発生した際の接合部の変形性能を確認できるように、鋼管柱の載荷高さを決定した。ただし、試験体が独立一本柱形式のため基部の杭体の曲げモーメントが最大となるが、杭体の曲げ破壊が先行してしまうと接合部の破壊挙動を観察できないため、杭体の影響を最低限再現できる範囲で杭体長さをできるだけ短くすることとし、杭体長さを0.5D(D:杭径)とした。

場所打ち杭の軸圧縮応力度は一般に最大3N/mm²程度

であるが、1柱1杭形式の人工地盤ではこれよりかなり小さく、一般には0.5N/mm²程度である。ここでは、各断面の耐力のバランスを考慮して接合部(φ800mm)の軸圧縮応力度で1.0N/mm²となる500kNと設定した。

b) 試験体の耐力バランス

上記の軸力条件において、曲げ試験体において接合部の下部ベースプレート(φ800mm断面)がほぼ降伏に達する水平力250kNにおける各検討断面の裕度を算定し、表-1、図-2にまとめた。この軸圧縮力・水平力は、試験体の終局荷重に相当するもので、規格強度を使用した。

試験体の裕度を見ると、鋼管の全塑性モーメントに対する裕度は0.53である。円形のRC断面の初降伏モーメントから終局モーメントまでの断面力の増加分は、軸力にもよるが20~30%程度であるから、鋼管が全塑性モーメントに達するまでにこの水平力250kNの約2倍の載荷が可能である。

c) 使用材料と試験体の製作

使用した材料の規格や、鋼管とスタッドの強度試験結果、実験時のコンクリートと間詰モルタルの圧縮強度を表-1の備考欄に示したが、詳細は既報³⁾を参照されたい。

鋼管の接合では、間詰モルタルを充填し強度発現を待って、トルクレンチを用いてナットを締め付けた。導入トルクは、使用したナットM42に対し鉄骨工事で一般的な200N・mとした⁵⁾。

d) 載荷方法

載荷は、軸力500kNを一定に制御し、繰返し回数を3回として水平力を漸増載荷した。水平力は接合部のベースプレート径φ800mmの仮定のRC断面で算出した最外縁ストランドの降伏荷重の計算値 P_y を基本とし、まず、接合面の離間荷重の計算値 $P_{sp}=\pm 23.3\text{kN}$ 、 P_{sp} と $1/2P_y$ のほぼ中間の $\pm 82\text{kN}$ 、 $1/2P_y=\pm 138\text{kN}$ を各3回の繰返し載荷をした後、 $+P_y=275\text{kN}$ を荷重制御で載荷し、その後、 $+P_y$ 到達時の変位 δ_y を基準とし、 $\pm \delta_y$ の整数倍で3回繰返し漸増変位を変位制御で破壊まで載荷した。

ここで、接合面の離間荷重 P_{sp} は、接合面のφ800mm断面においてナット締め付けによるストランド張力と鉛直力による軸圧縮力に対して、断面の引張縁応力度がゼロになるモーメントを各試験体の載荷位置の水平力に換算したものである。なお、引張接合ボルトによる鋼部材の接合面の離間荷重の計算においては、ボルトのばね定数とベースプレートのばね定数を考慮し離間までのボルトの張力増加を考慮して計算される⁶⁾が、本試験体においては2段のベースプレートの間がストランドの自由長部となっており、その長さ400mmが相対的に長く離間までの張力増分の影響は無視できる値であったため、トルク導入時のストランド張力と載荷軸力から評価した。

e) 計測方法

載荷荷重をロードセルにより測定し、鋼管の水平方向

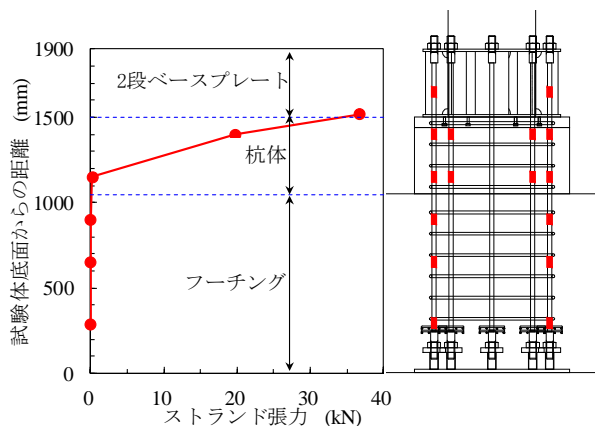


図-3 トルク導入時のストランド張力分布

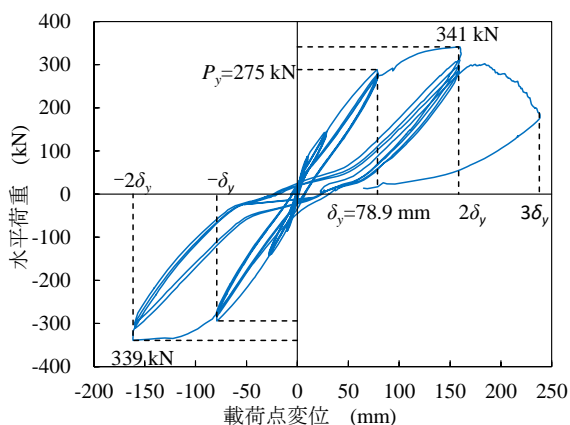


図-4 曲げ試験体の水平荷重と載荷点変位の関係

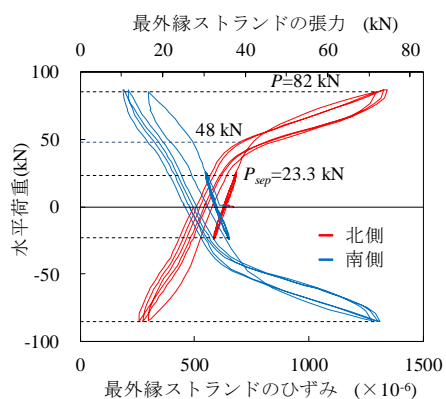
方向に剥離する様子が確認された。

c) ストランドのひずみ

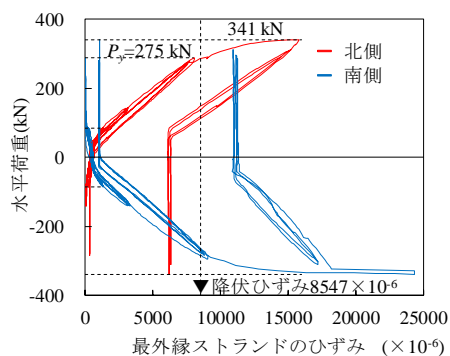
図-5(a)(b)に水平荷重と最外縁のストランドのひずみの関係を示す。計測位置は、杭頭から突出した2段のベースプレート間の自由長部であり、正側載荷時に引張縁となるものを北側、圧縮縁を南側として示した。

ストランドのひずみにおいても離間荷重の計算値 P_{sep} 付近では変化はなく、ひずみの増加割合が大きくなった48 kN 付近で杭体とベースプレートの離間が生じたものと考えられた。

ストランドのひずみは、 $\pm 1\delta_y$ の時点でストランドの降伏ひずみ 8547μ にほぼ到達していた。 $2\delta_y$ に向かう途中、ひずみが 11000μ を超えたあたりからひずみは急激に増加し、 $-2\delta_y$ 到達時には約 25000μ を示した。 $3\delta_y$ 時点では多くのひずみゲージが計測不能となったが、計測できた範囲では 25000μ に到達しており、ストランドの素線の破断面に絞りが生じていたことから、ストランドは十分な伸びを呈していたと考えられる。なお、フーチング内のストランドの一番下の測定点では、 $\pm 2\delta_y$ の時点においてもほとんどひずみは生じておらず、フーチング内のストランドの定着長さは十分でありフーチングからのストランドの伸出を阻害していなかったことを確認している。



(a) 載荷荷重 $P=\pm 82\text{ kN}$ まで



(b) 載荷終了まで

図-5 曲げ試験体の水平荷重とストランドのひずみの関係

d) ベースプレートの挙動とスタッドのひずみ

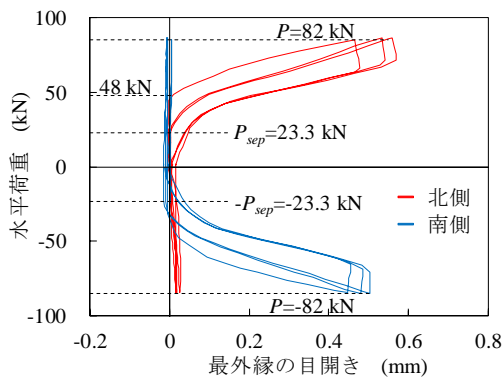
図-6(a)に下段ベースプレートと間詰モルタルの間の目開きを示す。目開きについても、水平荷重が約48 kNに到達した時点で目開きが生じ始めた。

圧縮縁と引張縁の目開き変位を接合部の目開きによる回転角に変換したものが図-6(b)である。同図は $P_y/2=\pm 138\text{ kN}$ までの測定結果であるが、これ以上の荷重においては、ベースプレート近傍の間詰モルタルの損傷により目開き変位を直接測定することができなかった。

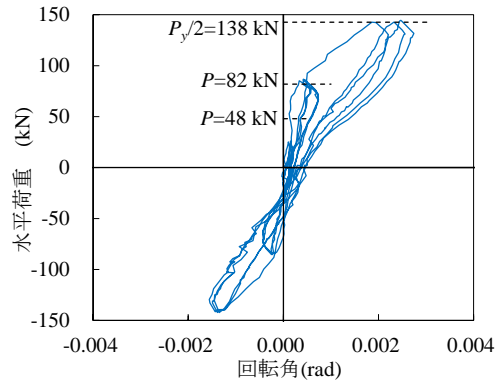
ベースプレートのずれ変位は、水平荷重100 kN程度まではほぼ生じていなかった。ずれ変位が生じる時点と、スタッドの軸ひずみおよび曲げひずみの挙動が変化する時点はほぼ同じタイミングであった。

鋼管基部の上段ベースプレートのひずみは、 $+2\delta_y$ 時点で規格降伏ひずみと同等の値を示したが、それ以外は降伏ひずみに達しておらず、載荷勾配と除荷勾配は同等で原点指向になっているため、載荷終了まで鋼管基部の健全性は保たれていたといえる。

図-7(a)に $\pm 82\text{ kN}$ 3回の繰返しまでの水平荷重とスタッドの軸ひずみの関係を示す。スタッドの軸ひずみは、ベースプレートの目開きが発生した48 kNの少し前から増加勾配が大きくなっており、目開きにスタッドが抵抗していたことが推察された。その後は、図-7(b)に示すように、 $\pm 1\delta_y$ 3回の繰返しまでは最大 1200μ 程度であっ

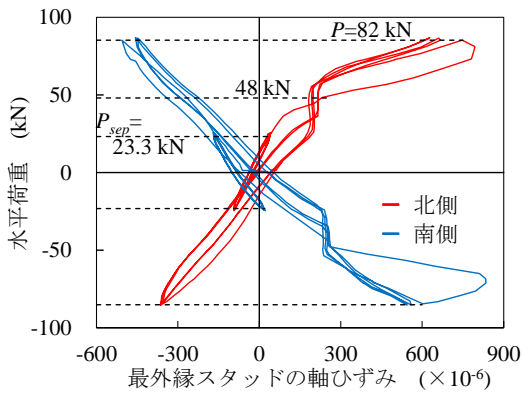


(a) 目開き変位(載荷荷重 $P=\pm 82$ kN まで)

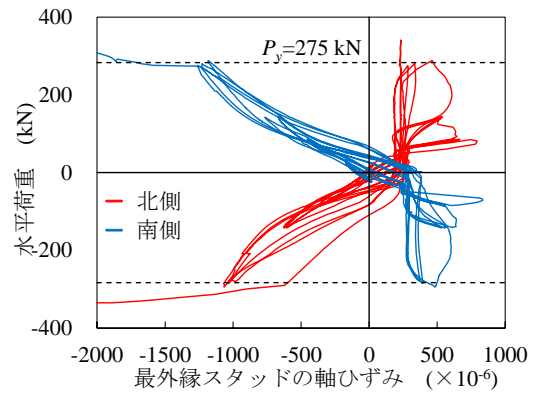


(b) 目開きによる回転角(載荷荷重 $P_y/2=\pm 138$ kN まで)

図-6 曲げ試験体の水平荷重とベースプレートの目開きの関係



(a) 載荷荷重 $P=\pm 82$ kN まで



(b) 載荷変位 $\pm 2\delta_v$ まで

図-7 曲げ試験体の水平荷重とスタッドの軸ひずみの関係(載荷荷重 $P=\pm 82$ kN まで)

た。

4. 接合部の曲げ剛性に関する考察

実験結果より、接合部の曲げによる目開きに対しては、トルク導入による抵抗以外にずれ止めとして配置したスタッドの引抜抵抗が寄与していたことが分かった、ここでは、接合部の曲げに対する剛性について、まず、接合部の目開きによる回転角を整理し、設計荷重レベルまでについて整理・考察した。

(1) 変形要因の整理

試験体の載荷点における水平変位 δ と回転角 θ は、フーチングからのストランドの伸出しによる回転、杭体の曲げ変形、接合部の目開きによる回転、鋼管柱の曲げ変形の4つの要因からなり、次式で表される。図-8にこれらの要因と P_y 載荷までの測定結果を示す。

$$\theta = \theta_f + \varphi_p l_p + \theta_j + \theta_c \quad (1)$$

$$\delta = h_f \theta_f + \frac{1}{2} \varphi_p l_p^2 + h_j \varphi_p l_p + h_j \theta_j + \delta_c \quad (2)$$

ここに、

θ, δ : 載荷点の回転角(rad)および水平変位(mm)

θ_f : フーチングからのストランドの伸出しによる回転角(rad)

φ_p : 杭体部分の平均曲率(rad)

l_p : 杭体の長さ(mm, ここでは450 mm)

θ_j : 接合部の回転角(rad)

h_f : フーチング上面から載荷点までの高さ(mm, ここでは3850 mm)

h_j : 接合面から載荷点までの高さ(mm, ここでは3400 mm)

θ_c, δ_c : 接合面を完全固定とみなした鋼管柱の載荷荷重による回転角(rad)およびたわみ(mm)

載荷点の水平変位は図-4に示したとおりである。載荷点の回転角の測定結果を図-9(a)に示す。 θ_f については杭体基部で測定しており、その結果を図-9(b)に示す。

θ_j については、ベースプレートの浮上り変位から直接測定したが、3.d)で述べたように $P_y/2=\pm 138$ kN までしか測定できなかった。しかし、鋼管基部の回転角 θ_b が載荷終了まで測定できており、 θ_j は θ_b から θ_f と $\varphi_p l_p$ を差し引いた回転角であるので、次式により評価した。

$$\theta_j = \theta_b - \theta_f - \varphi_p l_p \quad (3)$$

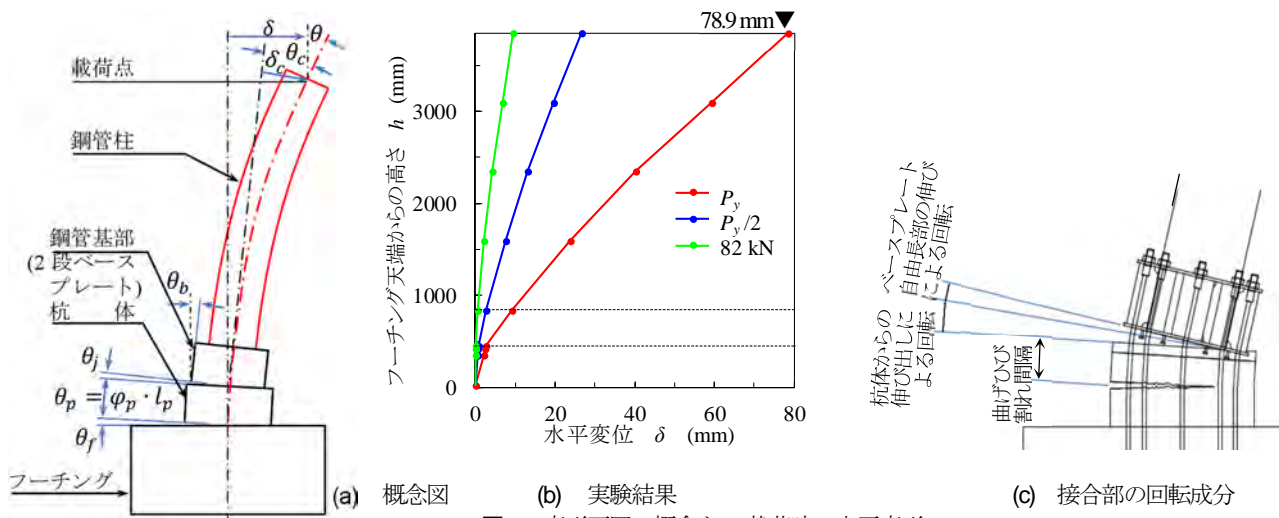


図-8 変形要因の概念と P_y 載荷時の水平変形

ここで、杭体の曲げによる曲率 φ_p は通常の RC 断面計算により曲げ変形を算定できることが分かっている⁴⁾ので、杭径 $\phi 900$ mm の RC 計算により求めた。式(3)による θ_j の精度を確認するために、水平荷重が ± 138 kN までの計算結果(図-9(b))を図-9(c)に併記して示した。同図より測定できた範囲において両者は測定結果とよく一致していることから、 $\pm 1 \delta_y$ までについて式(3)による接合部の回転角 θ_j を求め、図-9(d)に示した。降伏荷重 P_y 載荷時の回転角 θ_j は 0.00636 rad であった。

鋼管の曲げ変形 θ_c 、 δ_c についても、計算により求められるので、式(1)、(2)により載荷点の変位が求まる。式(1)、(2)による降伏荷重 P_y 載荷時の値は、 $\theta = 0.0257$ rad および $\delta = 79.1$ mm であり、それぞれ測定値 0.0254 rad、 78.9 mm とよく一致していた。

以上のことから式(3)による θ_j の妥当性が確認できたと考えられるので、降伏荷重 P_y 載荷時の載荷点水平変位に占める各要因の割合を見てみると、フーチングからのストランドの伸出しによる $h_f \theta_f$ が 25%、杭体の曲げ変形による $(\varphi_p l_p^2 / 2 + h_j \varphi_p l_p)$ が 22%、接合部の目開きによる $h_j \theta_j$ が 30%、鋼管柱の曲げ変形 δ_c が 23% となっていた。また、図-9(d)の接合部の回転角 θ_j を見ると、 $\pm 1 \delta_y$ の範囲での接合部の残留回転角は正負の平均で 0.001 rad 程度であり、通常の施工誤差程度で問題ないレベルといえる。

(2) 接合部の回転角の評価方法

部材の接合面をアンカー鉄筋などが貫通した接合部の回転角は、接合面の両側からの伸出しに基づき算定することができる^{例えは7)}。本研究の接合部の目開きについてもこうした手法と同様に、接合部の目開きによる回転角 θ_j を 2 段ベースプレート部分の自由長部 400 mm のストランドの伸びによるものと杭体からのストランドの伸出しによるものの和として評価した。

ここで、後者はフーチングのようなマッシュブな部材か

らの伸出しであれば既往のフーチングからの伸出し変位の算定式⁸⁾により算定できるが、図-8(c)に示したように、本試験体では杭体部分からの伸出しによるものである。通常の曲げひび割れ幅は、ひび割れを挟む両側からの鉄筋の伸出し変位によるものであるもので、杭体からのストランドの伸出しによる変位は、杭体の曲げひび割れ間隔の半分の部材長さからの伸出しであると考えることが適切であると考えられた。ただし、曲げ試験体では杭体長が 450 mm と短くフーチングとの境界以外に曲げひび割れが発生しなかったことから、曲げひび割れ間隔を杭体長 450 mm とみなし、その半分の長さにおけるストランドの伸び変位を接合面の下方からの伸出し変位とし、これを杭径 $\phi 900$ mm の RC 計算により求めた。

これらによる回転角 θ_j の計算結果を図-9(d)に赤線で示した。計算結果は実験結果とよく一致しており、接合部の目開きによる回転角は、接合面の上下からのストランドの伸出しに基づいて評価できることがわかる。

(3) 接合部の固定度

杭頭部を対象とした各種の構造における接合部の剛性について議論される場合に、固定度を指標とすることがある。固定度 α は、通常の杭を弾性床土上の梁にモデル化した場合の杭頭部の曲げモーメントについて、杭頭が完全な剛である場合に発生する杭頭曲げモーメント M_f に対する実際に発生する曲げモーメント M_0 の比 $\alpha = M_0 / M_f$ として定義されており、ピン結合での 0 と完全な剛での 1 の間の値をとる。固定度により杭頭変位や地中部の最大曲げモーメントを算定できることから設計上も有益である⁷⁾。また、各種の接合構造の部材実験においても、集中荷重をうける片持ち梁における固定度 α として、片持ち梁について変換した次式を用いて評価されている。

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{EI\theta_j}{2Ph^2}} = \frac{1}{1 + \frac{\theta_j}{4\theta_c}} \quad (4)$$

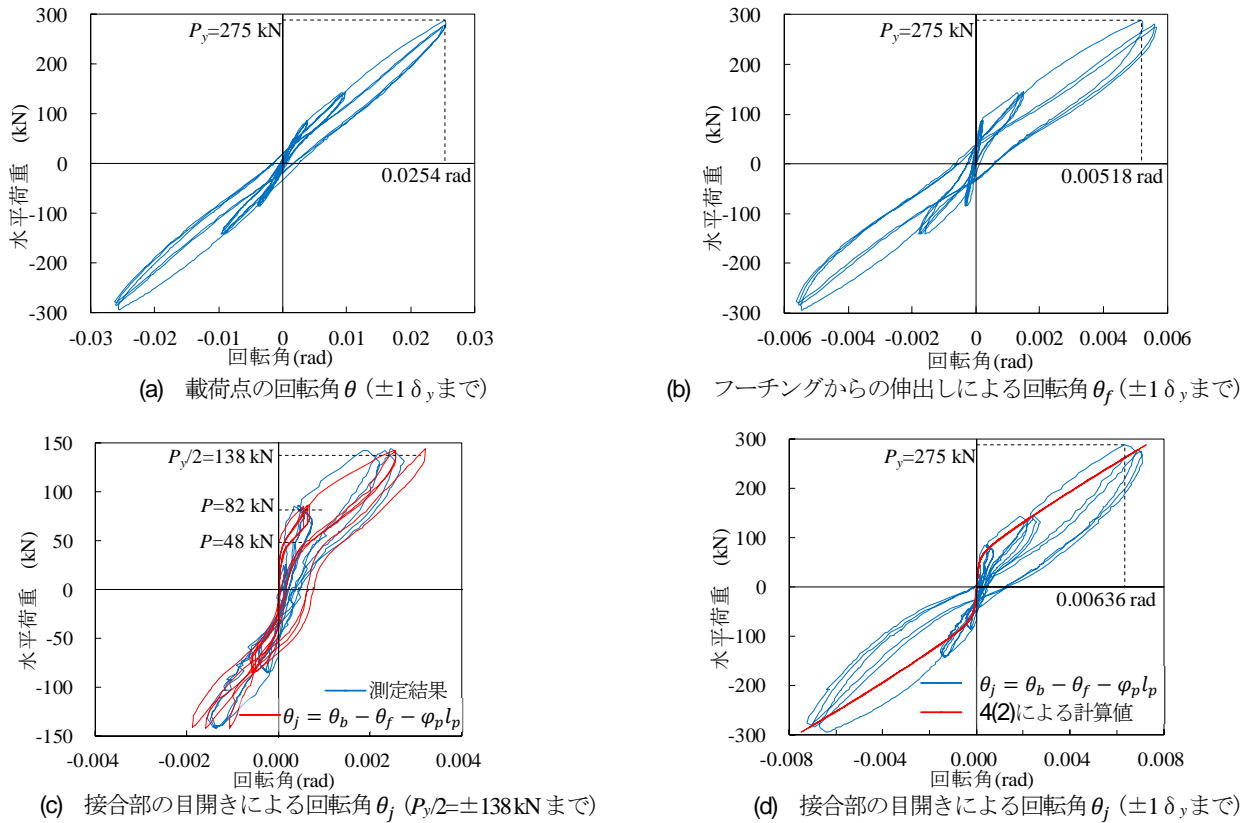


図-9 曲げ試験体の水平荷重と回転角の各要因の関係

ここで、 E ：鋼管の弾性係数 200 kN/mm^2 ， I ：鋼管の断面 2 次モーメントで試験体では $8.74 \times 10^8 \text{ mm}^4$ ， θ_j ：接合部の回転角， θ_c ：接合部が完全固定の場合の片持ち梁先端での回転角， P ：水平荷重， h ：接合部から荷重点までの高さである。

鋼管杭とフーチングの接合方法の研究では、たとえば鋼管をフーチングに埋設する構造や、その施工性を改善するためにずれ止めを設けた鋼管と鞘管の二重鋼管の遊間に無収縮グラウトを充填して結合する構造等が開発されており⁹⁾、その接合部の剛性について、式(4)による固定度 α が得られている。また、建築分野では、既製コンクリート杭の杭頭固定度についての研究成果がまとめられている¹⁰⁾。そこで、曲げ試験体の固定度について分析した。

前述の接合部の目開きによる回転角 θ_j に基づいて、式(4)による降伏荷重 P_y 荷重時の固定度 α を求めると、0.85であった。この値は接合部の曲げ耐力を確認する目的から相対的に耐力、剛性の高い鋼管を用いた試験体についての値であるが、実際の構造物において接合する杭や鋼管柱との耐力のバランスを考慮して鋼管を選定する場合、鋼管の曲げ剛性はほぼ 1/2 となり、その場合の固定度 α は 0.92 である。

杭とフーチングの結合部の接合条件は、一般に剛結合とする場合やピン結合とする場合があるが、剛結合とみなすための接合部の剛性についての規定は建築分野を含

め見当たらない。しかし、栈橋の鋼管杭や道路橋の鋼管杭基礎では、剛結合とみなすための接合方法としてフーチング中へ杭を一定長さ埋込む方法があり、実験によりその剛性について検討されている。これらの構造は様々であるが、栈橋の鋼管杭では中詰めコンクリートを打設した鋼管杭をマッシブなコンクリートに鋼管径 $1D$ 程度埋め込み、ずれ止めを設けたり拘束を高めて接合部の剛性を高めたものである。こうした栈橋の鋼管杭の接合部構造についての固定度の実験結果は、鋼管の降伏荷重において 0.93~0.96 程度となっている¹¹⁾¹²⁾。また、道路橋の鋼管杭基礎では、地盤条件により変化するが、固定度は 0.9~1.0 であり剛性は十分に高いと報告されている¹³⁾。既製コンクリート杭を杭径程度基礎スラブに埋め込んだ接合部についても、固定度は 0.9 程度となっている¹⁰⁾。

実験データは必ずしも多くはないが、本構造の固定度はこうした鋼管杭や既製杭をフーチングに埋め込んだ既往の接合部構造と同程度であるといえる。

5. まとめ

本研究では、ストランドのマンションを鋼管柱基部に直接ナットで定着する非埋込み型の接合構造を対象とし、接合部の曲げに対する接合部の挙動を正負交番荷重実験により確認した。限られた試験体数や試験条件に基づく

ものであるが、以下のようなことが明らかとなった。

- 1) 接合面の離間荷重は計算値よりもかなり大きく、トルク導入によるストランド張力だけでなく、ずれ止めのスタッドの引張抵抗が寄与していた。
- 2) 2段ベースプレート部分のストランドの自由長部の伸びと杭体からのストランドの伸出しから算定した接合部の目開きによる回転角は実験結果とよく一致しており、ストランドが降伏するまでの接合部の回転角を適切に評価できるものと考えられた。また、比較できるデータ数は十分ではないものの、本構造の接合部の固定度は鋼管をフーチングに埋め込んだ接合部構造と同程度であることがわかった。

接合部に対する設計思想としては、剛結合を原則として接合する部材よりも先行して塑性化しないこと、さらに常時やレベル1地震時には弾性状態を保つように設計することが一般的である。本接合部についても、曲げに対しては鋼管柱の初降伏または耐力まで接合部の降伏を認めないのが望ましい。また、ベースプレートについては、接合部に接することやストランドの降伏強度に対する定着性能を考慮して曲げ剛性を増大するため2段ベースプレートとし、その板厚やリブの諸元については弾性範囲にとどめる設計とする必要がある。本研究によりこうした設計が実現可能であることが分かった。今後、構造細目などを整理し、設計手法を確立したい。

参考文献

- 1) 山野辺慎一，河野哲也，中井督介：ストランドを軸方向鋼材に用いた場所打ち杭における伸縮式鉄筋かごの機構とその特性，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol. 74, No. 3, pp.207-217, 2018.
- 2) 鈴木健一，堀田智弘，山野辺慎一：渋谷駅改良工事にストランド場所打ち杭工法を採用，建設機械施工，Vol.71, No.8, pp.66-72, 2019.
- 3) 岩本拓也，山野辺慎一，伊藤弘之，黒岩育子，玉島克彦，鈴木健一，滝沢 聡：ストランド場所打ち杭と鋼管柱の接合構造に関する実験的研究，第14回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp.47.1-47.8, 2021.
- 4) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼とコンクリートの複合構造物)，丸善，pp.315-321, 2016.
- 5) 日本鋼構造協会：建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説，pp.48, 2009.10
- 6) 日本建築学会：高力ボルト接合設計施工指針，pp.71-77, 1983.
- 7) 日本建築センター編：地震力に対する建築物の基礎の設計指針，pp.18-28, 1984.
- 8) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，丸善，pp.99-106, 2004.
- 9) 平田 尚，神田政幸，谷口 望，濱田吉貞，江口聡，木下雅敬：鋼管杭とフーチングとの接合部に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.50A，pp.35-44, 2004.
- 10) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針 2001 年版，pp.322-325, 2001.
- 11) 池野勝哉，岩波光保，川端雄一郎：鞘管方式による栈橋鋼管杭の杭頭接合部に関する交番載荷実験，構造工学論文集，Vol.64A，pp.724-733, 2018.
- 12) 池野勝哉，石塚新太，天谷公彦，前嘉 昭，川端雄一郎，加藤絵万，岩波光保：PC圧着した栈橋杭頭接合部の力学的挙動に関する実験および解析的検討，構造工学論文集，Vol.67A，pp.605-618, 2021.
- 13) 土木研究所：交差点立体化の路上工事短縮技術の開発に関する共同研究 共同研究成果報告書，整理番号第333号，pp.96-99, 2015.

(Received August 25, 2023)

EXPERIMENTAL STUDY ON BENDING STIFFNESS OF NON-EMBEDDED-TYPE JOINTS OF CONCRETE PILE USING STRANDS AS LONGITUDINAL REINFORCEMENT AND STEEL PIPE COLUMN

Shinichi YAMANOBÉ, Hiroyuki ITO, Katsuhiko TAMASHIMA,
Kenichi SUZUKI and Satoshi TAKISAWA

The strand cast-in-place pile method, which uses strands (PC steel strands) for the longitudinal reinforcement of piles, was developed to improve pile construction in narrow space or small overhead clearance. In order of structural rationalization and improvement of workability in construction of the artificial ground, the cyclic loading test has been conducted to confirm the behavior of the joints under bending moments on non-embedded type joint between steel pipe column and bored cast-in pile using the method. In this study, based on the experimental results, the stiffness of the joint is discussed.