

高耐力マイクロパイルの原位置載荷試験とその支持力特性

岸下崇裕¹・三浦房紀²・畑野俊久³・斉藤悦郎⁴・浜塚政治⁵

¹正会員 工修 株式会社フジタ 技術センター 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1)

²正会員 工博 山口大学教授 工学部知能情報システム工学科 (〒755-8611 宇部市常盤台2-16-1)

³正会員 工修 株式会社フジタ 土木本部 営業部 (〒151-0051 東京都渋谷区千駄ヶ谷5-8-10)

⁴正会員 工博 株式会社フジタ 技術センター 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1)

⁵正会員 高耐力マイクロパイル研究会 (〒151-0051 東京都渋谷区千駄ヶ谷5-23-15)

本研究では、高耐力マイクロパイル工法の設計法を検討するために、鉛直載荷試験および鉛直交番載荷試験を実施した。その結果、 $q_u=2\text{N}/\text{mm}^2$ 程度の土丹層に定着長を6mとした鉛直載荷試験では、極限押込み力が3300kNであり、杭径が17.78mmと小口径の杭としては大きな極限支持力を得られることが確認できた。また、定着長を3mとした鉛直交番載荷試験では、引抜き時1050kN、押込み時1700kNの極限支持力であった。さらに、載荷試験結果やFEM解析結果より、杭体や定着部周辺地盤が分担する荷重をモデル化し、高耐力マイクロパイル工法の軸方向バネ定数を算出する式を提案した。この提案式は、本載荷試験結果のみならず、細砂層で実施された同種の杭の載荷試験結果ともよく一致し、提案式が妥当であることがわかった。

Key Words : high capacity micro pile, static load test, pulling test, design method, vertical soil spring

1. はじめに

我が国と同様に地震の被害経験の多い米国では、1989年のロマ・プリエタ地震以後、橋梁基礎の補強工事に関する研究がカリフォルニア州交通局を中心に盛んに行われてきた。米国における橋梁基礎の杭は、打込み（または圧入）工法による既製コンクリート杭、または鋼管杭が主であった。しかしながら、騒音や振動に対する制限、頭上空間の狭さからくる施工上の困難さ、地盤内に障害物が存在したり、地下水位が高い等、またフーチングを拡張することができない等の施工上の問題や、より大きい強度（圧縮力・引張り力）の要求に対応するため、通常タイプの打込みパイル（圧入パイル）に変わるパイルが望まれるようになってきた。こういった既設構造物による制約条件下において、効果的で経済的な基礎の耐震補強工法の一つとして、カリフォルニア州交通局では、高耐力マイクロパイル工法を採用してきた^{1), 2)}。

高耐力マイクロパイルは、①補強材として高強度鋼管と異形棒鋼を用いること、②従来のマイクロパイルの技術にグラウンドアンカー工法で用いられている削孔技術とグラウトの加圧注入技術を取り入れ

ることにより、高耐力・高支持力化を図ったところに特徴がある。

米国におけるマイクロパイルによる耐震補強実績を表-1に示す。マイクロパイルによる耐震補強は、地震の発生が多い米国西海岸で施工され、橋梁構造物を中心に1993年より行われている。

一方日本では兵庫県南部地震以後の応急復旧とともに「震災対策緊急橋梁補強事業」として、首都高速道路等の橋脚の柱部を鉄板または炭素繊維で巻きたてる耐震補強工事がなされてきたが、基礎の耐震補強を行った事例は数少ない。しかしながら、日本の国土事情、災害時における交通網の確保や構造物の再利用等を考えると基礎の耐震補強は必要になってくるものと思われる。

本研究は、高耐力マイクロパイルを我が国にも導入するための鉛直押込、鉛直交番載荷試験を実施し、

表-1 米国における施工実績³⁾

構造物	場所	施工年
橋梁	Pasadena, CA	1993
インターチェンジ	San Dimas, CA	1995
ビル	Auburn, WA	1995
橋梁	Emeryville, CA	1995
橋梁	Seattle, WA	1996
橋梁	San Francisco, CA	1996
橋梁	Federal Way, WA	1996

載荷試験結果とFEM解析により支持力特性を確認するとともに、設計上重要なパラメータである定着部の周面摩擦や軸方向バネ値の算出方法について提案したものである。

2. 高耐力マイクロパイルの概要

図-1に高耐力マイクロパイルの構造および支持機構の概念図を示す。高耐力マイクロパイルは、高強度鋼管、芯鉄筋およびグラウト材を主材料とし、その機能に応じて杭頭定着部、非定着部、定着部といった部位に分けられる。高耐力マイクロパイルの支持機構は、図-1で示されるように、非定着部において鋼管・補強鉄筋～グラウト間の付着により定着部に伝達され、さらに定着部の周面摩擦により地盤へと分散されるものと考えられている。杭先端の抵抗は、岩盤のように堅固な拘束を期待できる地盤に定着する場合を除いて一般的には無視され、定着部における周面摩擦のみに支持力を期待する杭として扱われている。このため、定着部の周面摩擦強度や境界面における摩擦強度～ずれ変位関係が、支持力や沈下特性に対し支配的な影響を与える。

本研究の実験における高耐力マイクロパイルの施工は、標準的な施工法に従って高強度鋼管(標準長1.5m)を交換用継ぎ手により継ぎ足しながら削孔用ケーシングとして用い、ロータリー・パーカッション型削孔機により所定の深さまで水を用いて二重管削孔を行った。孔内洗浄を行った後、芯鉄筋にグラウトホースを取り付けて建込み、底部より1次グラウト注入を行った。鋼管内の水がグラウトに置き換えられた事を確認した後、鋼管を引き上げながら定着層において段階的に加圧注入(0.5~1.0MPa)を施した。

3. 載荷試験の概要

載荷試験は、表-2に示す事項の確認および検討を目的とし、鉛直押込、鉛直交番の各試験に対しそれぞれ1本の試験杭を対象として行った。

載荷試験を行った地盤は、杭頭から約12mの深さまでが腐植土、シルト、粘土質細砂からなる沖積シルト層(N値0~5)、その下の基盤部が通称土丹といわれる泥岩層である。なお、土丹層の上面より深度1.5m~2.5mの範囲には砂質土が数層混在している。図-2に地盤の条件と試験杭との関係を示す。試験杭は、土丹層を支持層とし、各載荷試験の目的、載荷

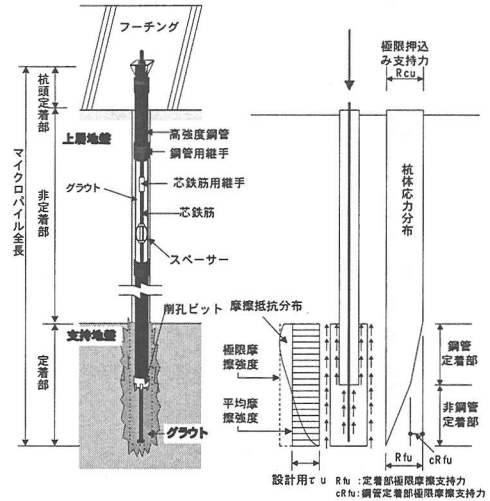


図-1 高耐力マイクロパイルの構造と支持機構

表-2 載荷試験の目的

試験種別	確認・検討事項
鉛直押込載荷試験	①極限押込支持力 ②先端支持力と周面摩擦力の分担確認 ③周面摩擦力と地盤性状の関係 ④軸方向バネ定数
鉛直交番載荷試験	①交番載荷後の極限引抜支持力 ②極限押込支持力と引抜支持力の比較 ③周面摩擦力と地盤性状の関係 ④軸方向バネ定数

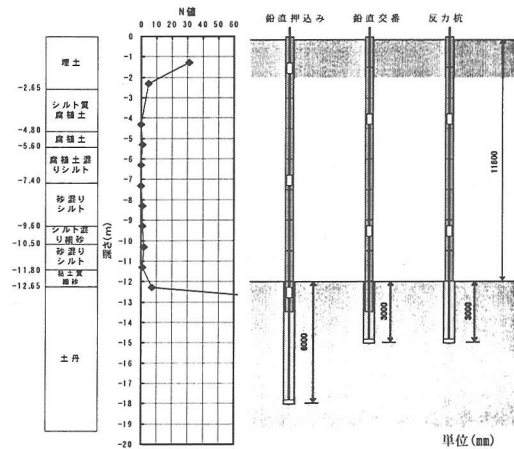


図-2 地盤条件と試験杭

表-3 使用材料及び材料特性

	種類	規格	実強度
鋼管	油井管	API 5CT, N-80	$f_{11} = 703 \text{ N/mm}^2$
		外径178mm 肉厚12.7mm	$f_{11} = 785 \text{ N/mm}^2$
芯鉄筋	ネジ節 異形棒鋼	SD490 D51	$f_{11} = 522 \text{ N/mm}^2$
			$f_{11} = 684 \text{ N/mm}^2$
グラウト	セメント ミルク	W/C = 45 % $F_c \geq 35 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{28} = 44 \sim 58 \text{ N/mm}^2$

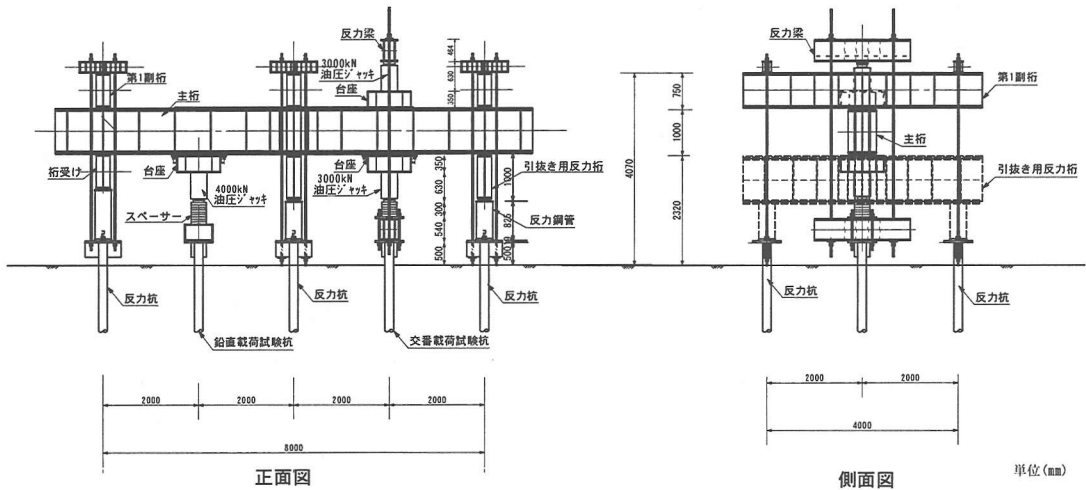


図-3 載荷試験装置図

装置の能力に応じて、定着長の長さを変えた。地盤から決まる極限支持力は、図-1で示されるように定着部の周面摩擦力により求められる。周面摩擦力を算出する際に用いる周面摩擦強度は、地盤工学会のグラウンドアンカーに対する提案値⁴⁾を用いた。以下に粘性土層における周面摩擦強度 τ_u を算出する式を示す。

$$\tau_u = 1.0 \cdot C \quad (1)$$

ここに

τ_u : 周面摩擦強度 (N/mm²)

C : 粘着力 (N/mm²)

定着部に位置する土丹層 (G.L-14m) の三軸圧縮試験 (UU法) 結果は、粘着力 $C=0.87\text{N/mm}^2$ であった。よって設計用周面摩擦強度は、式 (1) より安全側に判断して $\tau_u=0.80\text{N/mm}^2$ とした。また載荷試験における最大荷重は、上記の設計用周面摩擦強度に定着部の周面積をかけて算出した結果、押し込み試験で 3000kN、交番試験で 1500kN とした。

載荷試験杭および反力杭の鋼管には、API規格 5CT、N-80 に適合する油井用継目無鋼管を用いた。表-3 に試験杭および反力杭を構成する材料の諸元を示す。

載荷試験は、鉛直載荷試験杭、交番載荷試験杭を各々 1 本と反力杭を 6 本施工し、反力杭上に反力桁を設置して行った。図-3 に載荷試験装置の概略図を示す。

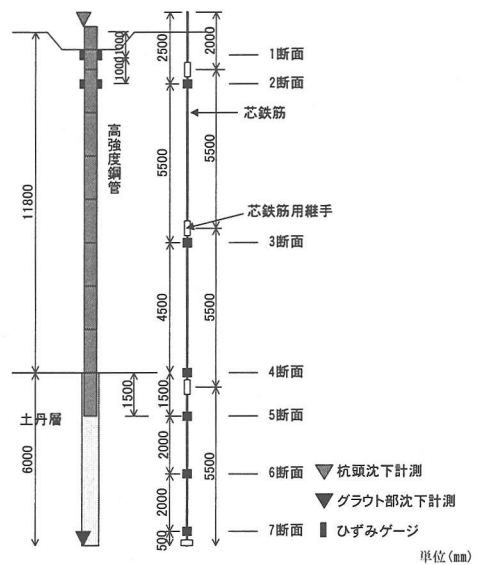


図-4 計測位置

4. 鉛直押し込み載荷試験

(1) 試験方法

鉛直押し込み載荷試験は、3000kNまで5サイクルで載荷し、3000kN以降は極限荷重を確認するまで載荷した。試験に際しては、杭頭および杭先端の変位を計測するとともに鋼管の外側 (2断面) および芯鉄筋 (6断面) にひずみゲージを貼付し軸力の分布状況を確認した^{5), 6)}。ひずみゲージの位置は、図-4に示すように高耐久マイクロパイルの支持力を発揮する定着部を中心に貼り付けた。

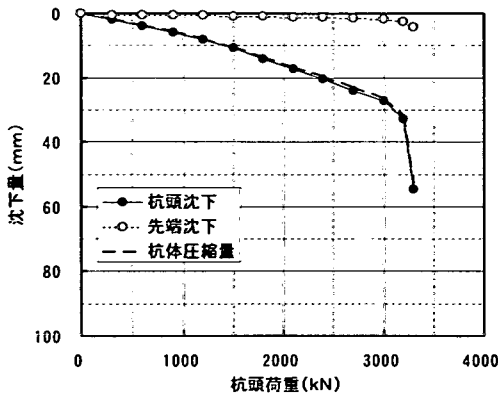


図-5 杭頭荷重沈下図

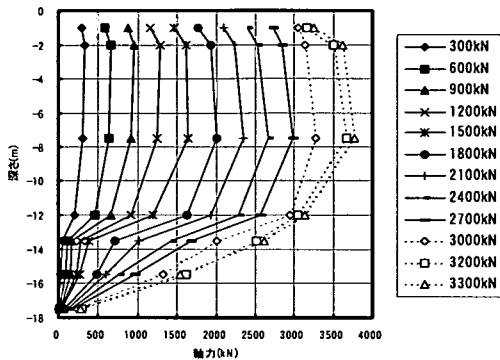


図-7 軸力分布

(2) 試験結果および考察

a) 杭頭変位と荷重の関係

杭頭および杭先端での荷重～沈下関係の包絡線を図-5に示す。載荷荷重が3000kNまでは、概ね線形的な沈下特性を示しており、さらに先端沈下量も小さいことから、杭頭沈下量の大半が杭体の軸圧縮変形であるものと推察される。さらに加力を続けた結果、約3300kNの載荷時点で杭頭沈下が急増し始めたため、この荷重を極限押込支持力と判断し、試験を終了した。杭頭沈下量が55mmに達した時点の杭先端での沈下は5mm以下と非常に小さいことから、試験杭は、杭体定着部の破壊により終局に至ったものと判断される。このとき計測された非鋼管定着部における芯鉄筋のひずみ値(5断面)は、3000 μ 以上に達し計測不能になっており、鉄筋の降伏が誘因となって周囲グラウト材が圧壊したものと考えられる。

b) 軸ひずみと軸力について

図-6に各計測断面におけるひずみの杭頭荷重との関係を示す。非定着部である1断面から4断面では、荷重の増加に伴い線形的に増えている。鋼管部と非鋼管部の境界に位置する5断面は、1500kNから急増しており、1500kN以降鋼管による拘束の影響が無く

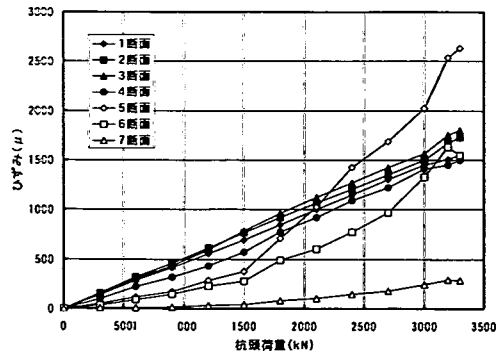


図-6 杭頭荷重とひずみの関係

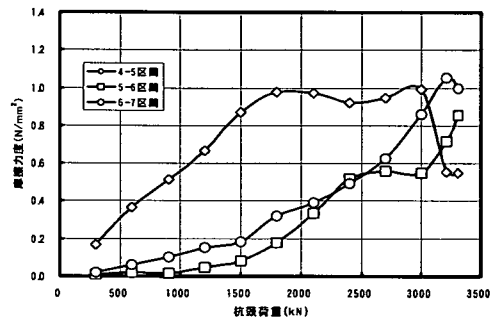


図-8 杭頭荷重と摩擦力度の関係

なったものと判断される。6断面も同様な傾向にあるが、3300kNの段階で減少している。これは前述したように、5断面付近において鉄筋の降伏およびグラウト材の圧壊が生じたためであると考えられる。

各部のひずみ量から軸力を逆算して算出した結果を図-7に示す。図中凡例の数値は、載荷荷重の値を表している。なお、ひずみから軸力を逆算するに当たって、鋼管および芯鉄筋のヤング係数は 2.0×10^5 N/mm²とし、グラウトのヤング係数はテストピースによる圧縮試験結果から 2.0×10^4 N/mm²とした[E(3/4)に見合う値]。12m以深では、軸力の低下が顕著に現れており、荷重のほとんどが定着部の摩擦抵抗により周囲地盤に伝達されていることがわかる。載荷荷重増加に伴う軸力の増加傾向は、上部の1-4断面においてはほぼ等間隔で増加している。それに対し5-7断面は、1500kN以降に急激に増加している。このことから1500kNまでは、ほとんどの荷重が鋼管定着部(4-5断面区間)の摩擦抵抗で支持されており、これ以上の段階で鋼管定着部の摩擦抵抗がいっぱいになり、5断面の軸力が急激に増えたものと考えられる。

c) 周面摩擦力度について

周面摩擦力度は、計測断面間に生じる軸力差と杭体外周の周面積から区間の平均値として算出した。周面積を算出する際の削孔径は、杭先端についている削孔ピットの外径が200mmであることから、200mmとした。図-8に杭頭荷重と周面摩擦力度の関係を示す。また、杭頭変位から杭体のひずみを積分して各区間の平均変位量を算出した。杭先端に沈下量が生じておらず、周辺地盤が変形しているとは考えづらい。この区間の平均変位量は、グラウトと周面の地盤との相対変位量と考えることができる。図-9に区間平均変位量と周面摩擦力度との関係を示す。

図-8から荷初期の段階では定着部の上部(4-5区間)の摩擦で支持し、摩擦力度が極限に達したら徐々に下部の摩擦抵抗が発揮されている状況を把握することができる。ただし、本来であれば4-5区間に続いてまず5-6区間、次に6-7区間と順次摩擦力が動員されるはずだが、図-8では5-6区間と6-7区間がほぼ同時に抵抗している。摩擦力度の極限值は4-5区間で $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 弱、5-6区間で $0.9\text{N}/\text{mm}^2$ 弱、6-7区間で $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 強となっている。この値は、土質試験結果によると約 $c=0.87\text{N}/\text{mm}^2$ なのでほぼ妥当な値と考えられる。

また5-6区間では、かなり大きな荷重にならないと摩擦力度が大きくならなかったうえ、 $0.6\text{N}/\text{mm}^2$ 弱で一旦摩擦力度限界になったような状況になり、 3000kN を超えて急激に摩擦抵抗が増加している。この原因として考えられるのは、土丹層の中でこの部分が砂混じりになっていたことである。図-9からも判るように、上下の泥岩質の4-5、6-7区間は僅かな相対変位で摩擦力度が極限に達し、相対変位が 8mm 以上になると減少している。一方、砂分の多い5-6区間は、相対変位の増加とともに徐々に摩擦力度が増加し、相対変位が 12mm を超えてもまだ増加している状態である。この部分の極限摩擦力度については、定着部が非常に高圧縮の状態になっていることから、杭体の曲がりやグラウトの横方向変位等の影響を受けてダイラタンシー効果で摩擦力度が急に大きくなった可能性も考えられる。

(3) 解析による検討

解析による検討では、高耐力マイクロパイルの鉛直荷重試験時の支持力特性および極限状態の把握を目的として2次元FEM解析を用いて鉛直荷重試験のシミュレーションを行った。

a) 解析概要

解析は、地盤部を平面ひずみ要素、杭体部を梁要素、地盤部と杭体との間をジョイント要素でモデル

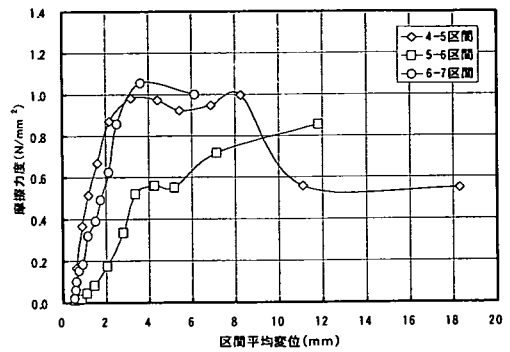


図-9 区間平均変位と摩擦力度の関係

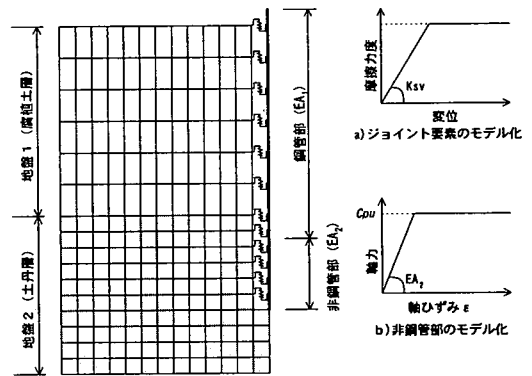


図-10 解析モデル概要図

表-4 解析に用いた定数

地盤部	平均N値	単位体積重量 (kN/m^3)	変形係数 (N/mm^2)	ポアソン比
腐植土層	1	19.4	1.00	0.167
土丹層	50	18.5	301	0.167
周面部	摩擦強度 (N/mm^2)	せん断地盤反力係数 $K_{sv}(\text{kN}/\text{m}^3)$		
腐植土層	0.1	752		
土丹層	1.0	355300		
杭体部	軸剛性 $EA(\text{kN})$	終局圧縮耐力 $C_{pu}(\text{kN})$		
鋼管部	2050000	-		
非鋼管部	994000	2160		

化して行った。図-10に解析モデルの概略図を示す。解析では、杭心より左半分のモデルで検討を行った。杭の側方境界および地盤側方境界は上下方向自由に、地盤底面境界は固定とした。

地盤部は、土質試験より得られた結果を用い、腐植土層と土丹層の二層地盤でモデル化し、線形材料とした。

杭体部は、杭の断面形状より、鋼管、グラウトおよび芯鉄筋からなる鋼管部とグラウトおよび芯鉄筋からなる非鋼管部を等ひずみの仮定にしたがって複

合剛性としてモデル化した。式(2)および式(3)に各部位の軸剛性を示す。載荷試験の結果より、鋼管部は線形要素とし、非鋼管部は終局圧縮耐力 C_{pu} を上限値として非線形要素とした。非鋼管部の終局圧縮耐力は、式(4)に示す計算式により求める。

$$EA_1 = E_s A_s + E_r A_r + E_g A_g \quad (2)$$

$$EA_2 = E_r A_r + E_g A_g \quad (3)$$

ここに

EA_1 : 鋼管部の軸剛性(kN)

EA_2 : 非鋼管部の軸剛性(kN)

E_s : 鋼管の弾性係数(kN/m²)

A_s : 鋼管の断面積(m²)

E_r : 芯鉄筋の弾性係数(kN/m²)

A_r : 芯鉄筋の断面積(m²)

E_g : グラウトの弾性係数(kN/m²)

A_g : グラウトの断面積(m²)

地盤部と杭体間は、図-10で示されるように、杭周辺地盤の摩擦力度より算出される最大周面摩擦力を上限値とする非線形要素を用いてモデル化を行った。腐植土層の摩擦力度は、地盤工学会の「グラウンドアンカー設計・施工基準」⁴⁾に従い土質試験結果より $\tau=0.1\text{N/mm}^2$ とした。土丹層の摩擦力度は、載荷試験結果より $\tau=1.0\text{N/mm}^2$ とした。杭周面のせん断方向ばねは、「鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物)」⁷⁾で用いている杭周面の設計せん断地盤反力係数(場所打ち杭)を用いて算出した。算出式を式(5)に示す。表-4に解析に用いた定数を示す。

$$C_{pu} = 0.85 \cdot \sigma_{sk} \cdot A_g + \sigma_{sy} \cdot A_s \quad (4)$$

ここに

C_{pu} : 非鋼管部の終局軸圧縮耐力(kN)

σ_{sk} : グラウトの設計基準強度(kN/m²)

σ_{sy} : 芯鉄筋の降伏点強度(kN/m²)

$$k_{sv} = f_{rk} \cdot (0.09 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}) \quad (5)$$

ここに

k_{sv} : 設計せん断地盤反力係数(kN/m³)

f_{rk} : 地盤抵抗係数

α : E_0 算出方法に対する補正係数

E_0 : 地盤の変形係数(kN/m²)

D : 杭先端の直径(m)

b) 解析結果

図-11に杭頭荷重と杭頭変位との関係を比較した結果を示す。3200kN時における杭頭変位は、解析結果が27.7mm、載荷試験結果が32.8mmと5.1mmほど解

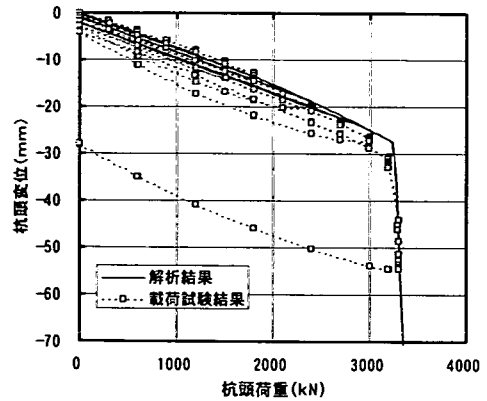


図-11 載荷試験結果と解析結果の比較
(杭頭荷重～杭頭変位関係)

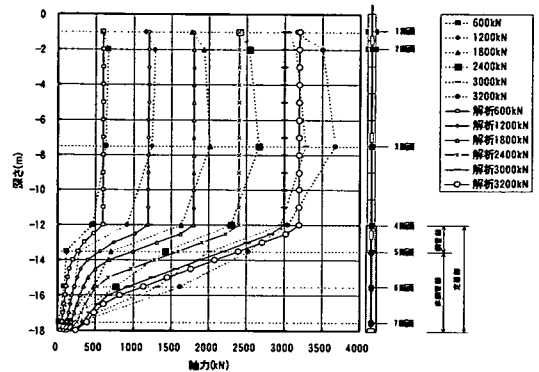


図-12 載荷試験結果と解析結果の比較
(軸力分布)

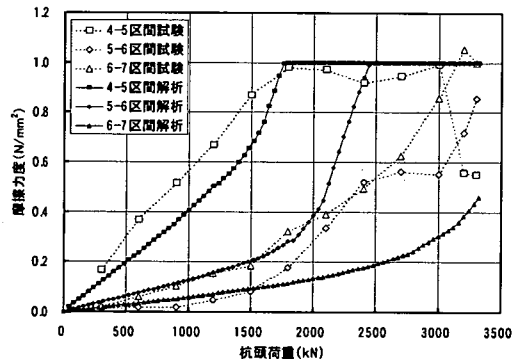


図-13 載荷試験結果と解析結果の比較
(摩擦力度～杭頭荷重)

析結果の変位量が小さくなっている。鉛直載荷試験では、処女荷重時に30分間荷重を保持している。その時に生じる変位量を3200kNまで累積すると5.4mmであり、ほぼ解析結果と載荷試験結果との差に等しい。また解析より得られた極限状態は、3320kNで非鋼管部の圧縮力が終局軸圧縮耐力を超える結果と

なっている。図-12に軸力分布を比較した結果を示す。定着部における軸力分布は、解析結果と載荷試験結果と良く一致している。図-13に摩擦力度と杭頭荷重との関係を比較した結果を示す。図に示す解析結果は、各断面区間の中央位置に有る要素の値を示している。4-5区間は、載荷試験結果と解析結果が良く一致した。解析では、5-6区間に続き6-7区間と上から順に摩擦力度が増加している。載荷試験では、6-7区間が先に増加し続いて5-6区間が増加する傾向にあった。解析では、定着層を単一の地盤（土丹層）でモデル化を行っているため、上部層から順に摩擦力が切れる。そのため上から順に摩擦力が作用することになる。それに対して実地盤の5-6区間は、土丹層内に砂混じり層があるため、載荷試験に示す傾向になったものと考えられる。

上述の結果より本解析モデルは、載荷試験を極限状態までシミュレーションできていると言えよう。

5. 鉛直交番載荷試験

(1) 試験方法

鉛直交番載荷試験は、800kNまで4サイクルで押し引き交番載荷した後、引抜き側の極限荷重まで引き抜き載荷を行った。さらに押込み側の限界荷重まで載荷した^{5), 8)}。試験杭の形状およびひずみ計測箇所を図-14に示す。

(2) 試験結果および考察

a) 杭頭変位と荷重の関係

鉛直交番載荷試験の杭頭における荷重～変位関係を図-15に示す。図に示すように、載荷は1サイクルの増分を200kNとし、800kNまで4サイクル押し引きを繰り返した。800kNの引抜き荷重で極限に近い状態だったので、その後の引抜き荷重は850kN、900kN、950kNと50kNずつ載荷していった。800kN以降、変位量が急激に増加していき、1050kNでは変位量が30mmを超えた。この時点で摩擦抵抗は極限状態になっていると考え、引抜き極限荷重を1050kNとした。試験では、再度押し込み荷重を加えて様子を見ることにした。その結果、押込み側は、1700kNまで載荷することができた。この時点で40mmを超える沈下が生じたので、載荷を終了した。

図-16は、杭頭および杭先端における荷重～変位関係の包絡線と杭体の変形量すなわち荷重と圧縮量・伸び量の関係を示したものである。図中の破線は、杭頭および杭先端変位の差分より求まる、杭体の伸び量および圧縮量を示している。杭体変形量は、

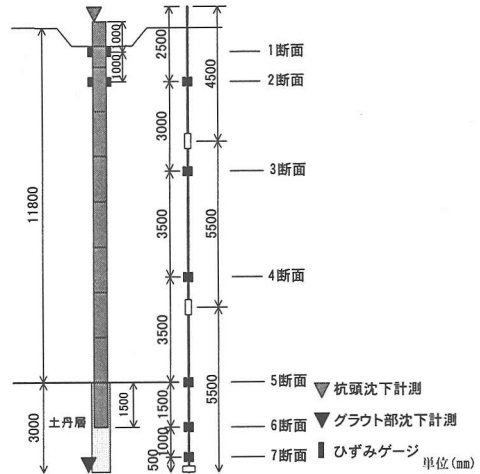


図-14 計測位置図

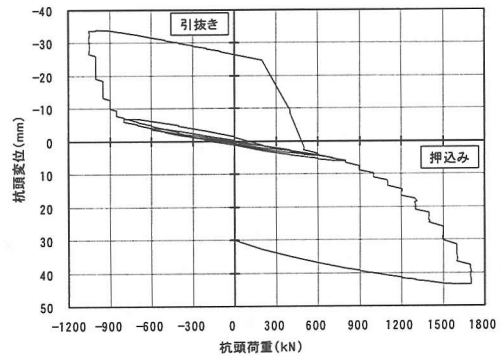


図-15 杭頭荷重と杭頭変位関係

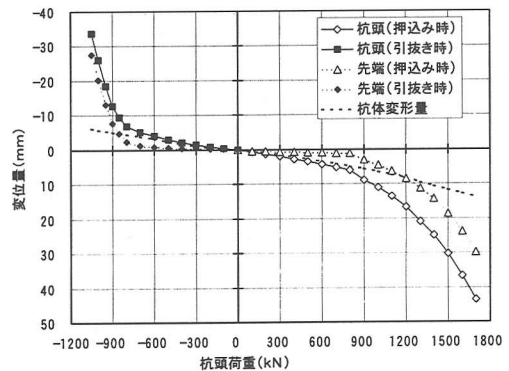


図-16 杭頭荷重と杭頭変位関係（包絡線）

押し引きとも約1000kN迄は線形の変形状態（押し引きとも変形量約6mm）であり、殆ど剛性が同じである。この変形量は、杭体の剛性を鋼管、芯鉄筋および内部充填グラウトの複合剛性として評価し、杭長を非定着長部（12m）のみとしたときに算出される杭体の変形量とほぼ一致した。

押込み側は、1000kNを超えると圧縮量が非線形になり、徐々に大きくなっている。これは定着部における変形も大きくなり、その影響が現れてきたものと考えられる。

b) 軸ひずみと軸力について

図-17に杭頭荷重と各断面のひずみとの関係を示す。引抜き荷時は、6, 7断面において400kN以降急にひずみが増加し、800kNの段階で一時的に減少している。ひずみの増減傾向から判断すると、6断面では400kN以降のサイクルではグラウトにひび割れが生じたためグラウトによる拘束度が低下して、鉄筋のひずみが急に大きくなりだしたものと考えられる。また900kNでは、若干のひずみの減少が見られた。これは、900kN時に芯鉄筋の先端に取付けたプレートナット周辺のグラウトにひび割れが生じたために、プレートナットによる拘束が低下したものである。上述のことから考えて、6, 7断面は芯鉄筋のみが有効に効いているものと考えられる。

押込み荷時は、荷重400kN以降7断面のひずみが増加し始め、900kN荷時に7断面で約300 μ 、5, 6断面で100 μ 弱ひずみが急激に大きくなっている。加えてそれ以降のひずみの増加勾配が大きくなっている。これは、800kN以降の引抜き試験時においてグラウト内に大きなクラックが生じたために、引抜き試験後の再荷重時における非鋼管定着部の荷重がグラウト+芯鉄筋ではなく、芯鉄筋のみに作用したためと考えられる。上述のことから考えて、800kN以降の6, 7断面は芯鉄筋のみが有効に効いているものと考えられる。

図-18は、得られたひずみ値から逆算した杭体の軸力分布を荷重ステップ毎に示したものである。この図から、押込み時、引抜き時ともに、軟弱地盤層(1-5区間)の摩擦抵抗は微小であり、試験杭の支持力は土丹層内に形成された定着部の摩擦抵抗に依存していることがわかる。引抜き荷時の軸力は、400kNのサイクル以降6および7断面において値(ひずみの値も)が大きくなっている。押込み荷重時においても同様な傾向が得られている。これは、定着部(5-7区間)の摩擦力がピークに達した、もしくはグラウト内にひび割れが生じグラウトの拘束度が低下したためと考えられる。また極限まで引抜かれた後の押込み時の軸力分布は、殆どの荷重を5-7区間の摩擦力と先端支持力で分担していることがわかる。

c) 周面摩擦力度について

図-19, 20に周面摩擦力度と荷重および相対変位との関係を示す。引抜き荷時の6-7区間の摩擦力は、400kN以降増加し、800kNから900kNにかけて一

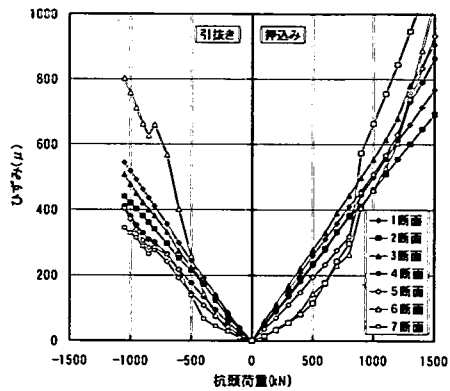


図-17 杭頭荷重とひずみの関係

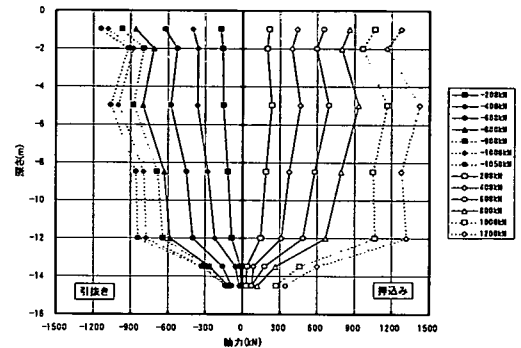


図-18 軸力分布

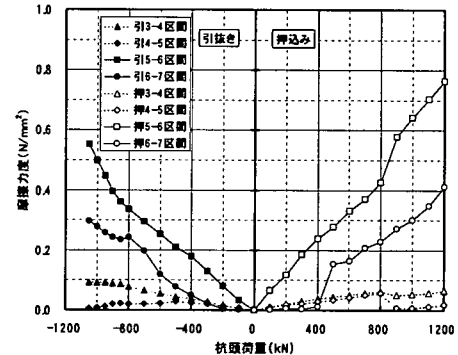


図-19 杭頭荷重と摩擦力度との関係

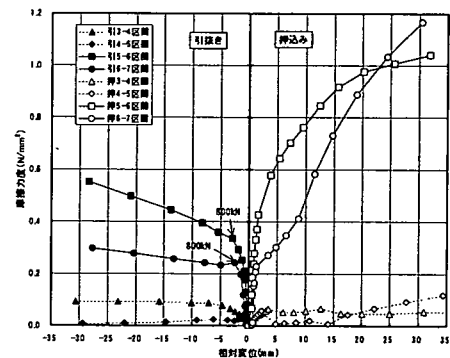


図-20 相対変位と摩擦力度との関係

且減少してから徐々に増加している。相対変位との関係では、約3mm(800kN)以降急激に変位量が大きくなっている。また5-6区間は、800kN以降摩擦力度が増加し、相対変位量も増えている。このことから6-7区間では800kNの時点で極限摩擦力に達したものと判断される。押し込み荷重時は、5-6、6-7区間ともに同じように増加している。800kNまでの摩擦力度は、引抜き、押し込み時ともにほぼ同じ値を示している。このことから、荷重の方向性による周面摩擦特性は無いものと判断される。

鉛直交番荷試験における限界引抜き荷重時の摩擦力度は、5-6区間で0.55N/mm²、6-7区間で0.30N/mm²と鉛直荷試験時に得られた摩擦力度のピークに比べ小さな値を示した。このように、周面摩擦力がピークを示さずに引抜き抵抗力が低下した要因として、非鋼管定着部が土丹層内の砂分の多い部分に位置している、引抜き荷重時に定着部グラウトにひび割れ(引抜き荷重:400kN)あるいは先端ナット部で割裂(引抜き荷重:800kN)が生じたため、もしくは芯鉄筋とグラウトの付着切れ等が考えられるが今回の荷試験結果では不明である。今後引抜き時の破壊挙動について検討するために、定着部の引抜き試験を行う予定である。

(3) 解析による検討

鉛直荷試験の検討と同じ解析手法を用いて鉛直交番荷試験についても検討を行った。

a) 解析概要

地盤部、周面部および杭体の鋼管部は、鉛直荷試験の解析で用いたのと同じモデル化を行った。杭体非鋼管部の軸剛性は、荷試験の結果より、圧縮時はグラウトと芯鉄筋(EA₂)、引張り時は芯鉄筋(EA₃)のみが有効とするモデル化を行った。図-21に非鋼管部の軸方向特性を示す。図で示すように、圧縮時には非鋼管部の終局圧縮耐力で、引張り時には芯鉄筋の引張耐力で降伏するように非線形化した。また杭先端は、圧縮時は地盤へ荷重を伝達し、引張り時は荷重が伝達しないようにモデル化を行った。図-22に杭先端の特性を示す。杭先端の軸方向ばねは、「鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物)」で用いている杭周面の設計せん断地盤反力係数(場所打ち杭)を用いて算出した。算出式を式(6)に示す⁷⁾。表-5に解析で用いた定数を示す。なお、腐植土層や土丹層の解析定数は、鉛直荷試験の解析と同じ値とした(表-4参照)。

$$k_v = f_{rk} (0.6 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}) \quad (6)$$

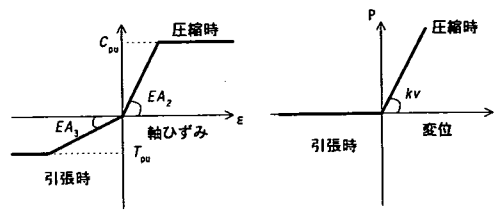


図-21 非鋼管部の軸特性

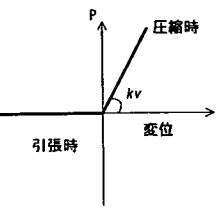


図-22 杭先端ばね特性

表-5 解析で用いた定数(鉛直交番)

非鋼管部	軸剛性 EA(kN)	終局耐力 (kN)
圧縮時	994000	2160
引張時	406000	1060
杭先端部 先端地盤反力係数 Kv(kN/m ²)		
圧縮時	241000	
引張時	-	

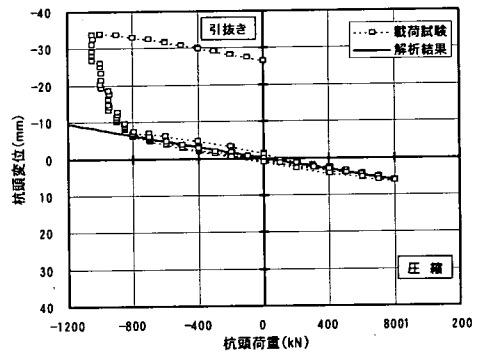


図-23 荷試験結果と解析結果の比較
(杭頭荷重～杭頭変位関係)

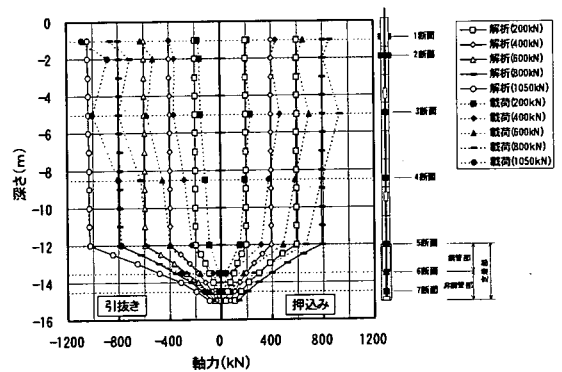


図-24 荷試験結果と解析結果の比較
(軸力分布)

ここに

- k_v : 設計鉛直地盤反力係数(kN/m³)
- f_{rk} : 地盤抵抗係数
- α : E_0 算出方法に対する補正係数
- E_0 : 地盤の変形係数(kN/m²)
- D : 杭先端の直径(m)

b) 解析結果

図-23に杭頭荷重と杭頭変位との関係を載荷試験結果と比較した図を示す。図で示されるように解析結果と載荷試験結果は、800kNまで良く一致した。800kN以降は、載荷試験において変位が急に増加しているのに対し、解析結果では線形的に増加し極限引抜き状態には達しなかった。

図-24に軸力分布の比較を示す。引抜き時における4, 5断面の載荷試験結果は、解析結果に比べやや小さな値となっている。これは、この間で周面摩擦が生じたか、もしくは鋼管とグラウトとの付着切れにより等ひずみ状態が崩れ、鉄筋のひずみ量から求めた軸力が小さく算出された等が考えられ、今回の載荷試験結果や解析結果からでは判断できなかった。

図-25に摩擦力度と杭頭荷重との関係を比較した結果を示す。図に示されるように解析結果と載荷試験結果は、引抜き時、圧縮時ともに良く一致している。このことより、本検討で用いた定着部周辺のモデル化の妥当性が確認された。

上述のように交番載荷試験のシミュレーションでは、弾性的な挙動を示す800kNまでは表現できたが極限状態を現すことはできなかった。本解析では、杭体は等ひずみ状態が保たれ、極限状態は定着部の周面摩擦力切れによるものと仮定してモデル化を行っているためである。現在、引張り荷重時における定着部の破壊挙動を把握するための要素実験を行っている。この要素実験の結果を用いて定着部のモデル化を行い、再度交番載荷試験をシミュレーションした結果を改めて報告する予定である。

6. 設計法に関する検討

(1) 極限支持力

高耐力マイクロパイルの極限支持力は、定着部周辺地盤との周面摩擦力により決まる極限支持力と、定着部の軸方向耐力により決まる極限支持力により求められる。

a) 地盤から決まる極限支持力

鉛直方向の載荷試験結果により、高耐力マイクロパイルの支持力特性は、グラウトで形成された定着部と地盤の周面摩擦抵抗に依存し、非定着部の摩擦抵抗や先端支持の寄与分は微小であることが確認された。また、砂質層(細砂N値30以上)を支持層とした同種マイクロパイルの載荷試験結果^{9), 10)}においても同様の傾向が確認されている。そのため地盤から決まる極限支持力 R_u は、式(7)により算出されると

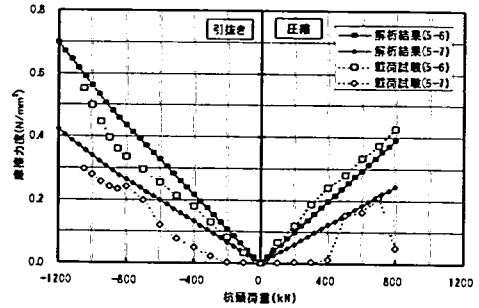


図-25 載荷試験結果と解析結果の比較
(摩擦力度～杭頭荷重)

表-6 設計支持力と載荷試験結果の比較

	鉛直載荷試験		鉛直交番試験	
	押込み	引抜き	押込み	引抜き
地盤から決まる 極限支持力(kN) R_u	3770*		1890*	
定着部の 軸方向耐力(kN) $R_{pu, P_{pu}}$	①鋼管部 R_{trans}	940**		
	②非鋼管部 $C_{pu, T_{pu}}$	2160**	1060***	2160**
	①+②	3100**	2000***	3100**
設計支持力(kN)	3100	1890	1890	
載荷試験結果(kN)	3300	1050	1700	

表中の*は式(7)、**は式(8)、***は式(9)より算出した。

表-7 載荷試験より得られた軸方向バネ定数

載荷試験方法	本載荷試験		試験例1	試験例2	
	鉛直載荷	交番載荷	鉛直載荷	交番載荷	
載荷方向	押込み	引抜き	押込み	引抜き	
定着部土質	土丹層		細砂層		
非定着部長さ (m)	12.0	12.0	16.8	10.5	
定着部 長さ	鋼管部 (m)	1.5	1.5	0.0	2.5
	非鋼管部 (m)	4.5	1.5	5.2	2.5
軸方向バネ定数 (kN/m)	115000	120000	80000	71000	

考えてよい。極限支持力を算出する際の周面摩擦強度 τ は、本試験結果および既往の載荷試験結果より、地盤工学会の「グラウンドアンカー設計・施工基準」において提案されている周面摩擦抵抗値を用いることとする。グラウトの加圧効果の影響は、本来、加圧に伴う定着部径の拡大と周面摩擦の増大の複合作用として現れるが、これらの要因を個別に評価することは現状では困難である。よって現状は、補正係数 α を1.0とするのが妥当である。

$$R_u = \pi \cdot D_e \cdot \sum L_i \cdot \tau_i \quad (7)$$

ここに

R_u : 地盤から決まる極限支持力(kN)

D_e : 定着部の設計有効径 $=\alpha \cdot D_0$ (m)

D_0 : 削孔径(m)=0.2m

α : グラウトの加圧効果に関する補正係数

L_i : 周面摩擦を考慮する i 番層の層厚(m)
 τ_i : 周面摩擦を考慮する i 番層の周面摩擦強度(kN/m²)

b) 定着部の軸方向耐力

載荷試験結果からも明らかなように、定着部の軸力は、地盤との周面摩擦抵抗により先端に近づくほど減少する(図-1の右図を参照)。このときの深度と軸力とは、概ね比例関係にある。したがって、定着部の軸方向耐力は、鋼管定着部における地盤の摩擦抵抗力と非鋼管定着部の部材耐力の合計値として評価できるものと考えられる。抵抗断面として、押込みに対してはグラウトと芯鉄筋、引抜きに対しては芯鉄筋のみを考慮するものとする。このような考え方から押込み時、引抜き時の軸方向耐力は、それぞれ式(8)、式(9)より算出できる。

$$R_{pu} = C_{pu} + R_{trans} \quad (8)$$

$$P_{pu} = T_{pu} + R_{trans} \quad (9)$$

ここに

- R_{pu} : 押込みに対する軸方向耐力(kN)
- P_{pu} : 引抜きに対する軸方向耐力(kN)
- C_{pu} : 非鋼管部の終局軸圧縮耐力(kN)
 $= 0.85 \cdot \sigma_{sk} \cdot A_g + \sigma_{sy} \cdot A_s$
- T_{pu} : 非鋼管部の終局軸引張耐力 $= \sigma_{sy} \cdot A_s$ (kN)
- R_{trans} : 鋼管埋込み区間の周面摩擦力(kN)
 $= \pi \cdot D_e \cdot L_{trans} \cdot \tau$
- L_{trans} : 鋼管埋込み長 (m)

c) 設計支持力の検証

高耐力マイクロパイルの支持力は、鋼管部の軸方向耐力が、地盤から決まる極限支持力や定着部の軸方向耐力に比べ十分大きいため、一般に「地盤から決まる極限支持力」と「定着部の軸方向耐力」の小さい値が設計支持力となる。表-6に設計支持力と載荷試験で得られた極限支持力との比較を示す。

鉛直押込試験杭の設計支持力は、定着部の軸方向耐力で決まっており、載荷試験で確認された極限值3300kNや定着部の破壊により終局に至った状況を精度よく表している。

一方、鉛直交番載荷試験杭の設計支持力は、地盤から決まる極限支持力で決まっており、押込み時、引抜き時ともに先端沈下量の急増により極限に達した試験状況と一致している。しかし、引抜き時の設計支持力は、載荷試験結果に比べ過大となっている。これらは、5.(3)のb)項で述べたように引抜き時における定着部の破壊挙動がまだ不明確な点が原因あると考えられる。

なお、実構造物に適用するにあたっては、実測値

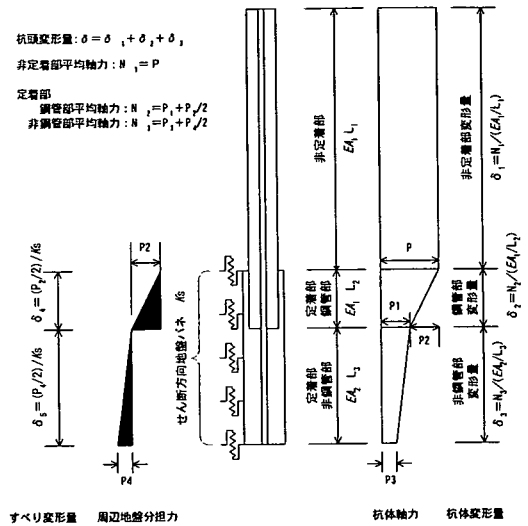


図-26 杭体と周辺地盤の荷重分担概念図

にばらつきが生じることもあるので、当面、グラウンドアンカー工法と同様、現地試験により極限支持力を確認することが必要である。

(2) 軸方向バネ定数

基礎の設計においては、軸方向の変形特性を与える杭頭の軸方向バネ定数 K_v を推定することは最も重要である。高耐力マイクロパイルは、従来の杭の支持力特性と違い、杭先端部に有する定着部により支持されている。そのため高耐力マイクロパイル固有の軸方向バネ定数算出方法を検討する必要がある。

杭の軸方向バネ定数は、道路橋示方書によると載荷試験における杭頭荷重 P ~ 杭頭沈下量 S 曲線から、 $\log P$ ~ $\log S$ 曲線法などにより判定される降伏時における割線勾配としている。表-7に本載荷試験より求められた軸方向バネ定数を示す。表中には、同種のマイクロパイルで実施した載荷試験例1⁹⁾、試験例2¹⁰⁾の結果についても記述している。表で示されるように、高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数は、定着部の地盤が同じであれば、載荷方向や定着層の長さの違いによる影響を受けず、ほぼ同じ値を示した。高耐力マイクロパイルの軸方向変形は、そのほとんどが非定着部の変形であり、今回の載荷試験のように、鉛直荷重に対し変形がほとんど生じない良好な地盤に定着部が有る場合には、定着部の長さの違いによる軸方向特性の違いは表れないものと考えられる。次に軸方向バネ定数の推測方法に関して検討を行った。

本載荷試験での降伏時杭頭沈下量は、載荷試験の結果図-5や図-15に示されるように、先端沈下量が

殆どなく、杭体の圧縮変形量に依存している。このことから、高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数は、非定着区間の杭体圧縮変形量と定着部の圧縮変形量を組み合わせることにより評価できる。図-26に載荷試験結果より得られた、軸方向荷重に対する、杭体と周辺地盤の荷重分担の概念図を示す。図に示す荷重分担と以下に示す仮定条件をもとに高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数を算出する式を求めた。

- ① 杭頭部の変形量 δ は、非定着部変形量 δ_1 、定着部鋼管変形量 δ_2 と定着部非鋼管部の変形量 δ_3 の和である。
- ② 非定着部は、摩擦の影響を受けない。
- ③ 定着部の鋼管部および非鋼管部で生じる杭体変形量は、周辺地盤とのすべり変形量と等しいものとする。
- ④ 定着部の鋼管部および非鋼管部には、各区間の上下で生じる軸力の平均が区間全体に作用するものとする。
- ⑤ 圧縮時の非鋼管部の軸剛性 EA_2 は、芯鉄筋とグラウトの複合剛性とする。引張り時は、芯鉄筋のみが有効とする。

以上のような前提のもとで、高耐力マイクロパイルの杭頭部における軸方向バネ定数は、以下の式で表される。式(10)の算出方法の詳細は、付録に示す。

$$k_v = 1/(1/k_{v1} + \beta_1/k_{v2} + \beta_2/k_{v3}) \quad (10)$$

ここに、

k_{v1} : 鋼管部の軸方向バネ定数

$$k_{v1} = EA_1/L_1$$

k_{v2} : 定着鋼管部の軸方向バネ定数

$$k_{v2} = EA_1/L_2$$

k_{v3} : 定着非鋼管部の軸方向バネ定数

$$k_{v3} = EA_2/L_3$$

β_1 : 定着鋼管部の平均軸力比

付録式(16)参照

β_2 : 定着非鋼管部の平均軸力比

付録式(17)参照

上記の式を用いて、本載荷試験の杭頭部における軸方向バネ定数を算出した結果を表-8に示す。表中には同種のマイクロパイルの載荷試験^{9),10)}について、軸方向バネ定数を算出した結果も示した。表で示されるように本載荷試験では、非鋼管部荷重分担 α_3 が負の値となっている。この場合、杭先端部の軸力が負の値となり、非鋼管定着部に生じる軸力が先端

表-8 軸方向バネ定数算出結果

載荷試験方法	本載荷試験		試験例1	試験例2	
	鉛直載荷	交番載荷	鉛直載荷	交番載荷	
載荷方向	押込み	引抜き	押込み	引抜き	
定着部土質		土丹層		細砂層	
周面摩擦バネ定数 $k(N/m)$	鋼管部 K_{v1}	334000	334000	-	818000
	非鋼管部 K_{v2}	1001000	334000	74000	162000
非定着部軸方向バネ定数 $k(N/m)$ K_{v1}		171000	171000	122000	195000
定着部軸方向バネ定数 $k(N/m)$	鋼管部 K_{v2}	1364000	1364000	-	24000
	非鋼管部 K_{v3}	219000	271000	191000	24000
鋼管部荷重分担	α_1	0.6069	0.6069	-	0.9439
	α_2	0.3931	0.3931	-	0.0561
非鋼管部荷重分担	α_3	-0.3889	-0.0633	0.4434	0.7042
	α_4	0.9958	0.6702	0.5566	0.2397
杭体に作用する平均軸力比	β_1	0.8034	0.8034	-	0.9719
	β_2	0.3034	0.3034	0.7217	0.8240
軸方向バネ定数 $K_v(kN/m)$	算出結果	127000	132000	83000	87000
	載荷試験結果	115000	120000	80000	71000

まで作用せず、途中までしか作用していないことになる。この軸力分布は、載荷試験で得られた軸力分布とは違う分布を示している。そのため非鋼管定着部に生じる軸力分布は、図-25で示される台形分布から三角形分布($P_3=0$)に変更し、作用する平均軸力 N_3 を $P_1/2$ として計算を行った。

表で示されるように、式(10)により求められる軸方向バネ定数は、定着部の長さや定着部の地盤条件の違う載荷試験においても載荷試験結果より求められる値とよく一致した。

よって、高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数は、杭の軸剛性、定着部の形状および周辺地盤のせん断方向地盤反力係数を用いることにより推測することが可能であることが確認された。

7. おわりに

高耐力マイクロパイルの鉛直載荷試験、鉛直交番載荷試験より以下のことが確認された。

- ① $q_u=2$ N/mm²程度の土丹層に打設した定着長6mの高耐力マイクロパイルの鉛直押込み極限支持力は、3300kNであった。
- ② 杭の破壊は、非鋼管定着部の補強鉄筋の降伏に起因するグラウトの圧壊により生じたものと考えられる。
- ③ 土丹層における極限周面摩擦力度は、ほぼ1.0 N/mm²であった。通常グラウンドアンカーでは、粘性土の場合 $f_u=C$ (f_u : 極限摩擦力度, C : 土の粘着力)であり、土質試験結果と一致した。
- ④ 本実験結果のように、非鋼管定着部の圧縮耐力で杭耐力が決まる場合は、定着部杭体の圧縮耐

力に鋼管定着部の周面摩擦支持力を加えた荷重を極限支持力と考えてよい。

- ⑤ 鉛直交番載荷試験における定着部の周面摩擦力度分布は、引抜き載荷時、押込み載荷時ともに鋼管の根入れ部（鋼管定着部）で卓越する傾向が見られた。鉛直載荷試験では、荷重の増加とともに非鋼管定着部の摩擦力度も大きくなり、極限状態では同じ程度の摩擦力度が発揮された。鉛直交番試験では、非鋼管定着部の摩擦力度は鋼管定着部と比べて約1/2～2/3であった。この原因としては、次のような点が考えられる。
- 本試験杭の非鋼管定着部は土丹層内の砂分の多い部分に位置していた。
 - 引抜き載荷時に定着部グラウトにひび割れ（引抜き荷重：400kN）あるいは先端ナット部で割裂（引抜き荷重：800kN）が生じたため、摩擦強度が発揮されなかった。
 - グラウトと補強鉄筋の一体性が無くなり、ひずみから正確に摩擦力度を逆算することができなかった。
- ⑥ 鋼管定着部外周の厚さ10mm程度の部分にもグラウトが完全に充填され、押込み時、引抜き時に対しても摩擦抵抗を発揮することが確認された。
- ⑦ 大きな引抜き力を受ける場合には、グラウトが先端ナット部で割裂破壊を起こす可能性があるため、引抜き荷重に耐えることのできるだけ大きな定着版を着けるか、割裂破壊防止用補強筋を取り付けるのが望ましい。ただし、鉄筋とグラウトの付着強度により引張力を全て周囲地盤に伝達できるだけ非鋼管定着部の長さがあり、鉄筋先端部まで引張力が伝達されなければ問題ないと考えられる。
- ⑧ 高耐力マイクロパイルの極限支持力は、「地盤から決まる極限支持力」と「定着部の軸方向耐力」の小さい方が上限値となることが確認された。
- ⑨ 載荷試験結果より、高耐力マイクロパイルに作用する軸力分布より、杭頭部に生じる変形は杭体の変形量に等しい、定着部の変形量は定着部周辺地盤のすべり量に等しい等の仮定のもと、軸方向バネ定数を求める式を提案した。提案式により求められた軸方向バネ定数は、載荷試験結果より求められる値とよく一致した。

なお本載荷試験では、引抜き時における定着部の破壊状況について不明な点が残った。今後は、定着部をモデル化した要素試験を実施し、定着部の破壊挙動を把握し、引抜き時の軸方向特性についてまと

める予定である。

また本論文は、定着部が土丹層である載荷試験結果のみについて、高耐力マイクロパイルの軸方向特性について検討したものである。今後は、軸方向バネ定数について、他種地盤で実施される載荷試験データを基に取りまとめる予定である。

謝辞：本研究は、高耐力マイクロパイル研究会の活動の一環として行われたものであり、載荷試験を実施するに当たっては、ヒロセ株式会社の大谷義則氏、極東工業株式会社の中田順憲氏、岡田繁之氏、日特建設株式会社の松原健蔵氏、日本基礎技術株式会社の小野寺 賢氏、同和工営株式会社の斎藤有功氏、ライト工業株式会社の横田弘一氏、三信建設工業株式会社の新坂孝志氏、利根地下技術株式会社の村田道彦氏に多大なご協力を戴きました。最後に記して、感謝の意を表します。

付録

以下に示す仮定条件をもとに高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数を算出する式を求めた。

- ① 杭頭部の変形量 δ は、非定着部変形量 δ_1 、定着部鋼管変形量 δ_2 と定着部非鋼管部の変形量 δ_3 の和である。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad (1)$$

- ② 非定着部は、摩擦の影響を受けない。

$$N_1 = P \quad (2)$$

ここに

N_1 ：非定着部に作用する平均軸力

P ：杭頭荷重

- ③ 定着部の鋼管部および非鋼管部で生じる杭体変形量は、周辺地盤とのすべり変形量と等しいものとする。
- ④ 定着部の鋼管部および非鋼管部には、各区間の上下で生じる軸力の平均が区間全体に作用するものとする。

$$N_2 = (P_1 + P_2)/2 \quad (3)$$

$$N_3 = (P_3 + P_4)/2 \quad (4)$$

ここに

- N_2 : 鋼管部に作用する平均軸力
- N_3 : 非鋼管部に作用する平均軸力
- P_1 : 鋼管部下端に作用する軸力
- P_2 : 鋼管部周辺地盤に作用する摩擦力
 $P_1 + P_2 = P$
- P_3 : 非鋼管部下端に作用する軸力
- P_4 : 非鋼管部周辺地盤に作用する摩擦力

⑤ 圧縮時の非鋼管部の軸剛性 EA_2 は、芯鉄筋とグラウトの複合剛性とする。引張り時は、芯鉄筋のみが有効とする。

$$EA_{2c} = E_r A_r + E_g A_g \quad (5)$$

$$EA_{2t} = E_r A_r \quad (6)$$

ここに

- EA_{2c} : 圧縮時非鋼管部軸剛性
- EA_{2t} : 引張り時非鋼管部軸剛性
- E_r : 芯鉄筋の弾性係数
- E_g : グラウトの弾性係数
- A_r : 芯鉄筋の断面積
- A_g : グラウトの断面積

以下に各部の変形量を示す。

$$\delta_1 = N_1 / k_{v1} \quad (7)$$

$$\delta_2 = N_2 / k_{v2} \quad (8)$$

$$\delta_3 = N_3 / k_{v3} \quad (9)$$

$$\delta_4 = 0.5 \cdot P_2 / k_{s1} \quad (10)$$

$$\delta_5 = 0.5 \cdot P_4 / k_{s2} \quad (11)$$

ここに

- δ_4 : 定着鋼管部周辺地盤のすべり量
- δ_5 : 定着非鋼管部周辺地盤のすべり量
- k_{v1} : 非定着部の軸方向バネ定数
 $k_{v1} = EA_1 / L_1$
- k_{v2} : 定着鋼管部の軸方向バネ定数
 $k_{v2} = EA_1 / L_2$
- k_{v3} : 定着非鋼管部の軸方向バネ定数
 $k_{v3} = EA_2 / L_3$
- EA_1 : 鋼管部軸剛性
- EA_2 : 非鋼管部軸剛性
- L_1 : 非定着部長
- L_2 : 鋼管部長
- L_3 : 非鋼管部長
- k_{s1} : 定着鋼管部周辺地盤バネ定数

$$k_{s1} = k_{sv} \cdot \pi \cdot D \cdot L_2$$

k_{s2} : 定着非鋼管部周辺地盤バネ定数

$$k_{s2} = k_{sv} \cdot \pi \cdot D \cdot L_3$$

k_{sv} : 設計せん断地盤反力係数

本文中式(5)による

D : 杭先端直径

式(8)に式(3)を代入し、仮定③ ($\delta_2 = \delta_4$) のもと鋼管部下端に作用する軸力 P_1 と周辺地盤の摩擦力 P_2 を杭頭荷重との関係で現すと以下の式になる。

$$P_1 = \frac{k_{v2} - k_{s1}}{k_{v2} + k_{s1}} \cdot P \quad (12)$$

$$= \alpha_1 \cdot P$$

$$P_2 = \frac{2k_{s1}}{k_{v2} + k_{s1}} \cdot P \quad (13)$$

$$= \alpha_2 \cdot P$$

同様に、非鋼管部下端での荷重について算出すると以下の式となる。

$$P_3 = \frac{k_{v3} - k_{s2}}{k_{v3} + k_{s2}} \cdot \frac{k_{v2} - k_{s1}}{k_{v2} + k_{s1}} \cdot P \quad (14)$$

$$= \alpha_3 \cdot P$$

$$P_4 = \frac{2k_{s2}}{k_{v3} + k_{s2}} \cdot \frac{k_{v2} - k_{s1}}{k_{v2} + k_{s1}} \cdot P \quad (15)$$

$$= \alpha_4 \cdot P$$

上式を式(3)、式(4)に代入して鋼管部および非鋼管部に作用する平均軸力を算出すると以下の式となる。

$$N_2 = \frac{k_{v2}}{k_{v2} + k_{s1}} \cdot P \quad (16)$$

$$= \beta_1 \cdot P$$

$$N_3 = \frac{k_{v3}}{k_{v3} + k_{s2}} \cdot \frac{k_{v2} - k_{s1}}{k_{v2} + k_{s1}} \cdot P \quad (17)$$

$$= \beta_2 \cdot P$$

上式を式(8)、式(9)に代入し、式(1)により杭頭部の沈下量を求めると以下の式となる。

$$\delta = \frac{P}{k_{v1}} + \frac{\beta_1 \cdot P}{k_{v2}} + \frac{\beta_2 \cdot P}{k_{v3}} \quad (18)$$

よって、高耐力マイクロパイルの杭頭部における

軸方向バネ定数は、以下の式で表される。

$$k_v = 1/(1/k_{v1} + \beta_1/k_{v2} + \beta_2/k_{v3}) \quad (19)$$

参考文献

- 1) Zelinski, R.: Reprinted from Earthquake-Induced Movement and Seismic Remediation of Foundations and Abutments, ASCE Soil Dynamics Committee of the Geotechnical Engrg., 1995.
- 2) Bruce, D.A.: Fundamental Test on The Performance of high Capacity Pin Piles, DFI Conference, 1993.
- 3) 岸下崇裕, 中村正博, 稲木孝義, 大谷義則, 山根隆志: 米国における基礎の耐震補強事例について, 第24回地震工学研究発表会講演概要集, Vol.1, pp.361-364, 1997.
- 4) 地盤工学会: 「グラウンドアンカー設計・施工基準」, pp.117, 2000.
- 5) 高耐力マイクロパイル研究会: 高耐力マイクロパイル施工・載荷実験報告書, 1999年4月.
- 6) 小野寺賢, 斎藤有功, 横田弘一, 岡田繁之: 鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究(その2) -鉛直押込み載荷試験結果-, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, 第3部(A), pp.888-889, 1999.
- 7) 運輸省鉄道局監修: 「鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物)」, pp.208-214, 2000年.
- 8) 中田順憲, 新坂孝志, 村田道彦, 小野寺賢: 鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究(その3) -鉛直交番載荷試験結果-, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, 第3部(A), pp.890-891, 1999.
- 9) 福井次郎, 石田雅博, 加藤秀章, 三木健男: マイクロパイルによる橋梁基礎の補強に関する検討, 「第3回耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集, pp.87-94, 1999.
- 10) 相良昌男, 塚田幸広, 市村靖光: 鋼管を用いた支持力特性(その1) -静的載荷試験結果-, 第33回地盤工学研究発表会, pp.1589-1590, 1998.

(2001.10.19受付)

IN-SITU LOADING TEST OF HIGH CAPACITY MICRO PILES AND INVESTIGATION OF THEIR BEARING CAPACITY

Takahiro KISHISHITA, Fusanori MIURA, Toshihisa HATANO, Eturo SAITO and Seiji HAMATUKA

In this study, repetitive vertical loading and unloading tests were conducted to examine the methods for designing structures using high capacity micro pile systems. Results showed the ultimate axial bearing capacity in the vertical loading test was 3300 kN for a mudstone layer with q_u of $2N/mm^2$ and an anchorage length of 6 m. On the basis of these loading tests and finite element analysis, models were developed for the loads carried by the pile and the ground around the anchorage, and a formula was proposed that could calculate the axial spring constant of piles used in the high capacity micro pile system.