

二重管削孔を用いた高性能小口径杭工法の 出来形・品質特性および鉛直支持力特性

粕谷 悠紀¹・稲川 雄宣²・高橋 真一³・山本 彰⁴・古関 潤一⁵

¹正会員 (株)大林組 技術本部 技術研究所 地盤技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail: kasuya.yuki@obayashi.co.jp

²正会員 (株)大林組 技術本部 技術研究所 地盤技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail: inagawa.yusen@obayashi.co.jp

³正会員 (株)大林組 技術本部 技術研究所 地盤技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail: takahashi.shinichi@obayashi.co.jp

⁴フェロー会員 (株)大林組 技術本部 技術研究所 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail: yamamoto.akira.ya@obayashi.co.jp

⁵フェロー会員 東京大学教授 大学院 工学系研究科 社会基盤学専攻

(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

E-mail: koseki@civil.t.u-tokyo.ac.jp

狭隘地や空頭制限下でも施工可能かつ経済性に優れた高性能小口径杭工法を開発した。本工法は、ボーリングマシンを用いて二重管削孔し、鋼管を建込んだ後にグラウトを充填することで地盤中に鋼管を定着させる小口径合成鋼管杭工法である。

本報告では、開発技術の性能を確認するために実施した鋼管とグラウトの付着強度試験、小規模試験施工、押込み載荷試験、引抜き載荷試験および試験杭の試掘調査について述べる。その結果、以下のことを確認した。1) グラウトの一軸圧縮強度から鋼管とグラウトの最大付着応力度を安全側に算定できる。2) 杭先端部に所定の長さ、強度を有する改良体を造成できる。3) 鋼管外周のかぶりは20mm以上確保できる。4) 道路橋示方書IVの場所打ち杭の設計法に基づくと安全側に支持力を推定できる。

Key Words : *micro-piles method, double tube excavation, field tests, vertical bearing capacity*

1. はじめに

1960年代を中心とする高度経済成長期に建設された橋梁や土構造物等の老朽化が社会的に大きな課題になってきている。2015年の調査では、建設後50年を経過する橋梁が約18%であるが、10年後には約43%、さらに20年後には約67%に急増するといわれている¹⁾。今後、これら社会インフラの維持管理・補強・更新の増加が予想されており、これらの既設構造物に対する合理的な補強対策の開発が求められている。

一方、平成8年の道路橋示方書の改定に伴う設計荷重の増大によって、地震時の支持力不足あるいは杭の耐力不足が懸念される既設構造物の補強対策の1つとして、増し杭工法がある。しかし、都市部においては大型重機を使用した場合に、道路占有に伴う交通規制が生じるだけでなく、狭隘地では施工が困難である等の課題がある。ま

た、周辺構造物付近での増し杭の掘削等によって地盤が緩む危険性もあり、周辺の地盤や構造物に影響を与える可能性などの課題が挙げられる。このため、交通規制を最小限に抑えられるコンパクトな施工機械を用い、周辺の地盤や構造物への影響が比較的小さい小口径杭(以下、マイクロパイルという)の採用が望まれる。

マイクロパイルとは、直径300mm以下の場所打ち杭あるいは埋込み杭の総称である²⁾。マイクロパイルは、レンガや石造りの寺院、教会等の歴史的建造物の基礎の補強工事用に開発された技術であり、1950年頃にイタリアで開発された。日本国内においては、1980年に新設シールドトンネルに近接する展望台のアンダーピニングとしてマイクロパイルの一種であるルートパイルが適用され、その後、山岳トンネルの脚部補強、狭隘地における構造物の基礎杭、既設構造物の補強杭、斜面抑止杭などで用いられている³⁾。

2000年代になると地震時における既設構造物基礎の耐震補強対策として、5種類の小口径杭工法^{3,4)}の設計・施工法が確立された。福井ら⁵⁾は、従来のマイクロパイル工法の支持力特性を確認するために鉛直交番載荷試験を行い、その支持機構は主に定着部の摩擦によって支持されることを確認している。市村ら⁶⁾は、硬質砂質土を支持層とした同工法の押込み載荷試験を行い、杭先端支持力は極限支持力の1~2割程度で、杭周面摩擦力と比較して非常に小さいと報告している。

黒崎ら⁷⁾や村田ら⁸⁾は、従来のマイクロパイル工法の支持力特性を確認するため、砂質土地盤における鉛直載荷試験を行い、小口径合成鋼管杭タイプ (I) では、緩い砂質土地盤でも加圧注入により、大きな周面摩擦力が得られるという結論を得ている。地盤改良併用タイプ (II) では、節突起が鋼管の付着性能の確保に有効であること、グラウトと改良体間の付着力も考慮する必要があることを確認している。

Stuedlein ら⁹⁾は、礫質土地盤においてマイクロパイルの押込み載荷試験と引抜き載荷試験を実施しており、設計式により算出した支持力は載荷試験で得られた極限支持力に比べて過度に保守的な傾向にあると結論付けている。

図-1にマイクロパイル工法の適用例を示す。マイクロパイルの設計面の特長として、1) 細い形状で大きな支持力が得られるためフーチング面積や補強寸法が小さくなる、2) 高張力鋼管等を用いることで小口径杭でも大きな杭体の耐力を確保できる、3) 水平剛性の確保が求められる基礎には、斜杭を活用できるなどがある²⁾。一方、施工面の特長として、1) 施工機械が小さいため、空頭制限がある場所や狭隘地での施工が可能である、2) 杭径が小さいため、施工時の近接構造物への影響が小さい、3) 施工時の騒音や振動が小さい等が挙げられる²⁾。

しかしながら、我が国で使用されている従来のマイクロパイル工法は、設計上支持力から決まる場合でも施工上の理由から特殊鋼管を使用し、さらに継ぎ杭1本あたりが1.5mと短尺であるため、鋼管のコストが高いうえに高価な継手が多く必要であることが多い。また、鋼管をケーシングとして削孔する自穿孔式であるため、グラウトを段階的に加圧注入しているものの鋼管外周のかぶりや10mm程度と小さいうに確実に確保されるかどうか、杭周面の摩擦抵抗が適切に発揮されるかどうかは不明であった。

上述の課題に対して、既設構造物基礎における補強工事等において、十分なかぶりを確保でき、狭隘地や空頭制限下等でも施工可能かつ経済性に優れた高性能小口径杭工法（以下、本工法という）を開発した。

本報告では、まず本工法の概要と特徴について述べる。次に、鋼管とグラウトの付着強度を確認するために実施した付着強度試験の結果について述べた後、本工法の出

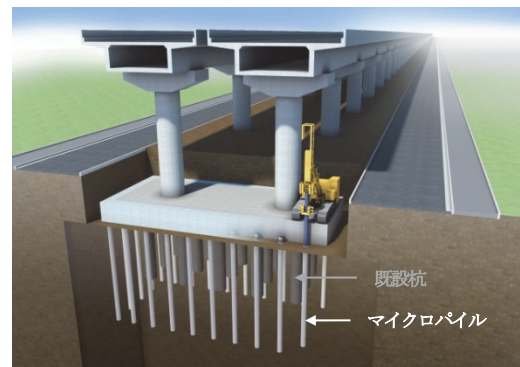


図-1 マイクロパイル工法の適用例（橋脚基礎の補強）

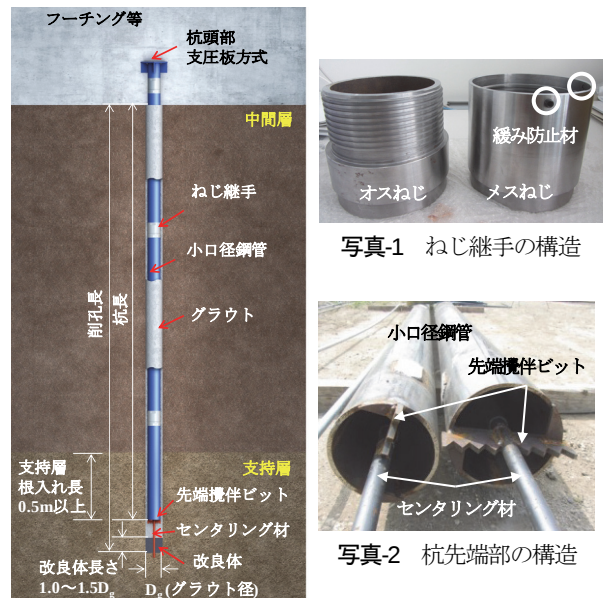


図-2 本工法の概要図

来形や品質を確認するために実施した小規模試験施工の結果について述べる。さらに、設計上必要な鉛直支持力特性を確認するために実施した押込み載荷試験結果と引抜き載荷試験結果について述べる。加えて、押込み載荷試験を行った杭の試掘調査結果について述べる。なお、既設構造物の補強対策として使用する場合、杭水平抵抗に関与する k_f 値や特性値 β の考察が重要となる。本工法のねじ継手の概要および水平抵抗特性については、既報¹⁰⁾を参考にされたい。

2. 高性能小口径杭工法の概要

(1) 工法の概要

図-2に本工法の概要を、表-1に本工法の諸元を示す。本工法は、ボーリングマシンを用いて二重管削孔し、鋼管を建込んだ後にグラウトを充填し、地盤中に鋼管を定着させる小口径合成鋼管杭工法である。本工法で使用する施工機械は、汎用的なロータリーパーカッションドリルであり、クローラ型やスキッド型がある。

鋼管は、一般構造用炭素鋼鋼管を標準とする。鋼管の継手は、鋼管単体と同等以上の強度および剛性を有するねじ継手(写真-1)を用いる。削孔時に孔底に残留するスライムによる支持力低下を改善するため、鋼管先端部に取付けた攪伴ビット(写真-2)を用いて地盤改良することが本工法の特徴である。グラウトの設計基準強度は 30N/mm^2 とする。杭頭部は、鋼管を基礎フーチング等へ定着させる支圧板方式を標準とする。

本工法は、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編¹⁾(以下、道示Ⅳという)の場所打ち杭の設計法に準拠した性能を確保することを目標としている。上部構造から伝達された軸方向荷重を先端地盤抵抗と、地盤とグラウトとの周面摩擦抵抗で支持する。杭頭部に伝達された水平、モーメント荷重に対しては、鋼管と鋼管内外のグラウトにおける合成断面の抵抗メカニズムが不明確であるため、安全側として、グラウトを無視した鋼管の剛性・耐力と水平地盤反力で抵抗するものとした。ゆえに杭径は、支持力算定時はケーシング先端ビット径(=グラウト径： D_g)、水平抵抗時は鋼管径： D とする。杭長は、地表面から鋼管の先端までの長さとし、支持層への根入れ長は小口径杭であることを考慮し、 $2D$ を目安とする 0.5m 以上とする。設計の詳細は既報²⁾を参考にされたい。

本工法の標準的な施工手順を以下と図-3に示す。

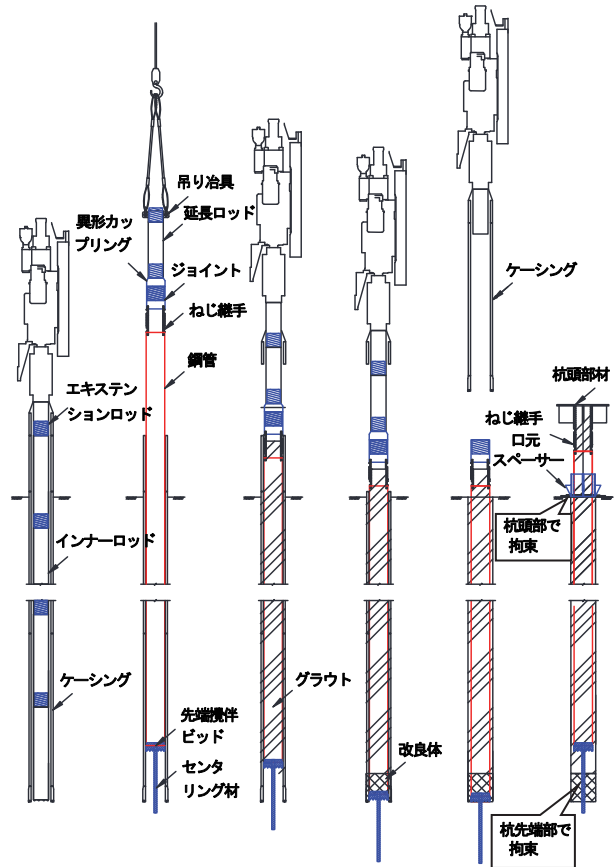
- 1) 施工機械の据付、削孔角度の確認後、インナーロッドを併用した二重管方式ロータリーパーカッションドリルにて削孔する。削孔後にスライム残留高さを計測し、 50mm を上回る場合は、 50mm 以下になるまでケーシング内を洗浄する。
- 2) インナーロッド回収後、揚重機でケーシング内に鋼管を建込む。鋼管の接続はねじ継手により行う。
- 3) 鋼管内に差込んだ注入ホースからグラウトを下向きに圧送する。このとき、鋼管先端から鋼管外面とケーシング内面とのわずかな隙間もグラウトが上昇し、口元から漏出させることで充填性を確認する。
- 4) 鋼管と削孔機を接続する。センタリング材を有する鋼管を先端地盤に押込むことでケーシングの内径以内に鋼管先端部を杭中心付近に拘束する。鋼管を回転および上下させスライムとグラウトを先端攪伴ビットで攪拌し、杭先端部に改良体を造成する(図-4)。
- 5) 地盤中のケーシングを $3\sim 5\text{m}$ 回収するごとにグラウトを鋼管内外に補充注入する。
- 6) 鋼管を所定の高さまで引き上げ、くさび状の口元スペーサーを用いて鋼管頭部を削孔穴の中心に拘束することでセンタリングし、バンド固定する。鋼管と杭頭部は、ねじ継手により接続する。

(2) 工法の特徴

以下に本工法の特徴を示す。

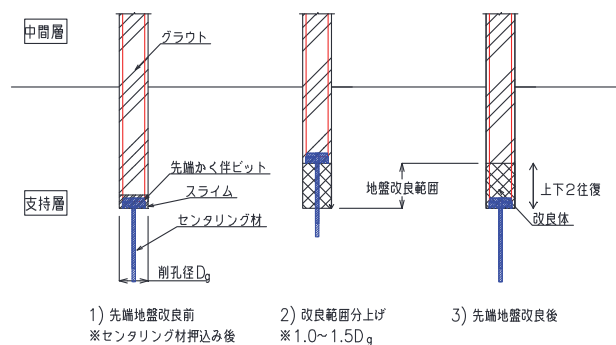
表-1 本工法の諸元

削孔方法		二重管削孔	
ケーシング外径 (mm)		$\phi 216.3$	$\phi 245.0$
ケーシング内径 (mm)		$\phi 178.0$	$\phi 220.0$
ケーシング先端ビット径 (mm)		$\phi 225.0$	$\phi 255.0$
インナーロッド外径 (mm)		$\phi 135.0$	$\phi 165.2$
鋼 管	鋼種	一般構造用炭素鋼鋼管	
	径 (mm)	$\phi 165.2$	$\phi 190.7$
	肉厚 (mm)	$4.5\sim 7.1$	$5.3\sim 8.2$
ねじ継手 (独自)	鋼種	機械構造用炭素鋼鋼管	
	肉厚 (mm)	$18\sim 30$	
グラウト	径 (mm)	$\phi 225.0$	$\phi 255.0$
	強度 (N/mm^2)	30	



1) 削孔 2) 鋼管建込み 3) 注入 4) 改良 5) ケーシング引き抜き 6) 杭頭処理

図-3 施工手順



1) 先端地盤改良前
※センタリング材押込み後

2) 改良範囲分上げ
※ $1.0\sim 1.5D_g$

3) 先端地盤改良後

図-4 杭先端部の地盤改良

- 1) 小型機械を使用するため、3.5m以下の低空頭、狭隘地および足場上での施工が可能であり、施工に伴う騒音や振動が小さい。
- 2) 一般に市場に流通している鋼管、継手材料および施工機械を使用するため、杭材料費を削減できるだけでなく、緊急時や災害発生時には迅速に対応可能である。
- 3) 掘削土量および増しフーチングのスリム化により、経済性および施工性が改善される。
- 4) 先端攪拌ビットを用いて杭先端部に残留するスライムを改良することにより、先端支持力を確保できる。
- 5) 図-3の6)に示すように、杭上下の拘束によるセンターリング機構により、杭全長にわたってかぶりを20mm以上(地山補強土工法の基準値10mmの2倍以上)確保でき、防食性能が向上する。
- 6) 砂礫、軟岩等の地盤条件でも施工可能である。

3. 鋼管とグラウトの付着強度試験

鋼管とグラウトの付着強度試験により、グラウトの一軸圧縮強度と鋼管とグラウトの最大付着応力度の関係进行调查し、グラウトの一軸圧縮強度から鋼管とグラウトにおける最大付着応力度の推定式を提案した。

(1) 試験概要

図-5に試験体概要図を示す。試験体は、JIS原案「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法(案)¹³⁾」に基づいて作製したタイプ1と、実寸のかぶりを再現したタイプ2の2種類とした。タイプ1における鋼管外周のかぶりは128.7mmであり、タイプ2におけるそれは20.8mmである。試験体の付着長は、鋼管径(ϕ 48.6mm)の約4倍の200mmとし、非付着長は約2倍の100mmとした。村田・河合¹⁴⁾が行った異形鉄筋の引抜き試験結果では、非付着長がない場合の試験値の変動係数に比べてある場合のそれは4割程度であり、試験誤差の低減に有効であることを報告しているため、今回の付着強度試験も同様に非付着長を付着長の半分設けた。タイプ1の試験体における非付着部は、図-5のa)に示す発泡スチロールを埋込み作製した。一方、タイプ2の試験体における非付着部は、タイプ1と同様な構造にすると引抜き力に対する反力の確保が難しいため、図-5のb)に示すように鋼管外周にテフロンシート(厚さ0.2mm)を貼り付けて作製した。なお、試験後に試験体を解体した結果、いずれの非付着部の素材においてもグラウトとは付着しておらず、完全に剥離されていたことから、非付着部の素材の違いによる影響はほとんどないと考えられる。

試験体の作製方法は、外鋼管(タイプ1： ϕ 318mm、

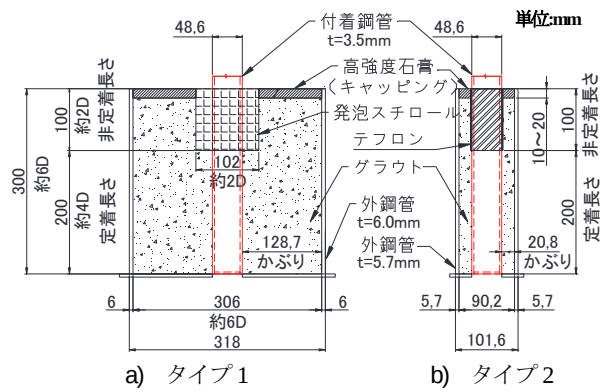


図-5 試験体概要図

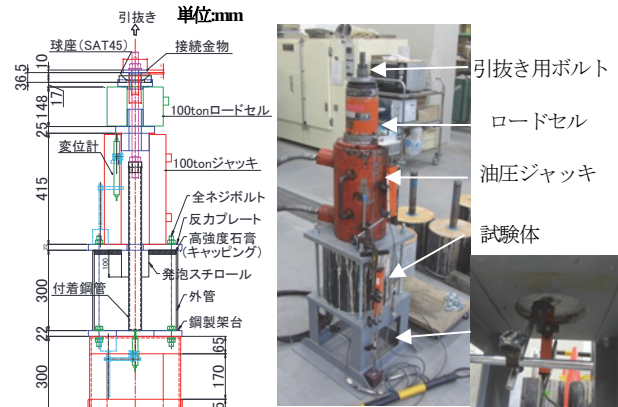


図-6 載荷装置概要図

写真-3 付着強度試験状況(タイプ1)

表-2 グラウト諸元

材 料	名 称	備 考
セメント	普通ポルトランドセメント	
水	清水	W/C=45%
減水剤	レオビルド4000	C×0.02

タイプ2： ϕ 101.6mm)をアクリル底版の上に置き、その中心位置に付着鋼管をセットした。次に、練混ぜたグラウトを外鋼管と付着鋼管の間に投入し、打設後は表面乾燥によるひび割れが生じないように、湿潤養生を行った。引抜き試験前に試験体のグラウト上部を高強度石膏(圧縮強さ： 59N/mm^2)によりキャッピングした。

図-6に載荷装置概要図を、写真-3に付着強度試験状況を示す。鋼製架台の上に試験体を置き、反力プレート載せて全ネジボルトで固定した。次に、センターホール型の油圧ジャッキ、ロードセル等をセットし、引抜き載荷用ボルトを付着鋼管と接続した。載荷方式は単調連続載荷方式とし、測定項目は引抜き荷重、ジャッキ変位および鋼管底版部の引抜き変位とした。

表-2にグラウトの諸元を、表-3に付着強度試験ケースおよび各試験結果を示す。ここで示す一軸圧縮強度は、付着強度試験体打設時に別途モールドで採取した供試体の試験結果である。グラウトの目標強度は設計基準強度の 30N/mm^2 以上とした。試験のパラメーターは、グラウトの強度(養生日数)およびかぶりとした。なお、付着

応力度は引抜き荷重を鋼管の付着面積で除した値である。タイプ1、タイプ2の付着応力度は、いずれも材齢とともに増加する傾向がみられるものの、No.2-7、2-8では最大付着応力度が小さいケースがみられる。この付着応力度が小さくなった原因として、油圧ジャッキで載荷する際に付着鋼管に偏心荷重が作用した可能性がある。

(2) 試験結果

a) 付着応力度－引抜き変位関係

図-7に各ケースの付着応力度－引抜き変位関係を示す。No.2-7、2-8は、油圧ジャッキで載荷する際に付着鋼管に偏心荷重が作用した可能性があるため、グラフ表記していない。タイプ1の試験結果より、いずれのケースも載荷初期に急激に付着応力度が増大し、引抜き変位が0.1mm以下で最大値に到達した。最大値に到達した後は緩やかに低下する傾向がみられた。

タイプ2の試験結果より、いずれのケースも載荷初期に付着応力度が増大し、引抜き変位が0.4mm以内で最大値に到達した。タイプ1の試験体よりタイプ2の試験体の方が最大付着応力度到達までの引抜き変位が大きい理由として、付着鋼管周囲のグラウト断面積がタイプ1の試験体と比べて約1/16と小さく、反力プレート直下におけるグラウトの垂直応力が大きくなり、圧縮変位が増加したことが要因の1つと推測される。

b) グラウト一軸圧縮強度－最大付着応力度関係

図-8にグラウト一軸圧縮強度－最大付着応力度関係を示す。グラウトの一軸圧縮強度の増大に伴い、最大付着応力度も増大する傾向がみられた。

式(1)にグラウトの一軸圧縮強度から鋼管－グラウトとの最大付着応力度を求めた推定式を示す。

$$\tau_{\max} = 0.008 \times q_u \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1)$$

鋼管外周のかぶりの違いによる最大付着応力度のばらつきを比較すると、タイプ1における最大付着応力度の最大値は推定値の1.7倍程度であるのに対し、タイプ2におけるそれは推定値の2.0倍程度となり、かぶりの小さいタイプ2のほうが推定式とのばらつきが大きくなった。また、グラウトの一軸圧縮強度より鋼管とグラウトの最大付着応力度の下限値を表現でき、安全側に推定できる。

4. 小規模試験施工

本工法の特徴の1つである杭先端部の出来形を確認するため、小規模試験施工を実施した。試験施工における確認事項は、1) スライム残留量、2) 掘削深さ、3) 杭先端部に造成する改良体の出来形径、4) 鋼管外周のかぶり、5) 改良体およびグラウトの強度である。

表-3 付着強度試験ケースおよび各試験結果

タイプ1(JIS原案)				タイプ2(実寸のかぶり程度)			
試験体 No.	養生 日数	一軸圧縮強度 N/mm^2	最大付着応力度 N/mm^2	試験体 No.	養生 日数	一軸圧縮強度 N/mm^2	最大付着応力度 N/mm^2
1-1	3	36.1	0.32	2-1	7	47.0	0.61
1-2	3	36.1	0.41	2-2	7	47.0	0.67
1-3	7	35.7	0.34	2-3	14	53.5	0.66
1-4	7	35.7	0.44	2-4	14	53.5	0.46
1-5	10	47.2	0.37	2-5	21	54.4	0.84
1-6	10	47.2	0.39	2-6	21	54.4	0.76
1-7	14	58.1	0.38	2-7	28	40.2	0.40
1-8	14	58.1	0.53	2-8	28	40.2	0.32
1-9	28	56.4	0.76	2-9	31	52.5	0.83
1-10	28	72.0	0.84	2-10	31	52.5	0.72
				2-11	31	52.5	0.42

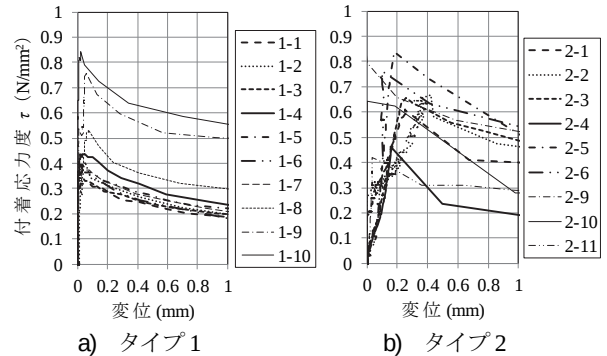


図-7 付着応力度－引抜き変位

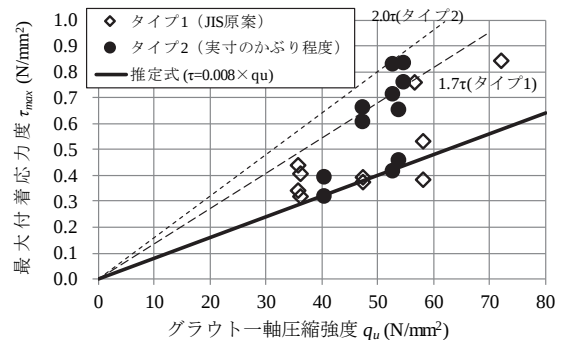


図-8 グラウトの一軸圧縮強度－最大付着応力度

表-4 小規模試験施工の概要

対象土質	硅砂，山砂，砂礫
施工本数	各3本 (砂礫は1本)
鋼管径	φ165mm
削孔径	φ225mm
目標改良体長さ	250mm以上

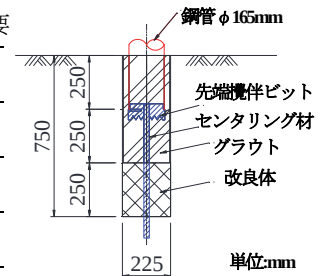


図-9 小規模試験施工の断面図

表-5 各地盤の物理試験結果

項目	単位	砂礫	山砂	硅砂
土粒子の密度 ρ_s	g/cm^3	2.475	2.666	2.650
自然含水比 W_n	%	26.0	57.3	21.3
粒度	礫分	61.8	16.2	0.5
	砂分	14.9	33	94.7
	シルト分	17	36.9	0.9
	粘土分	6.3	13.9	3.9
	最大粒径	mm	53	19
地盤材料の分類名		砂混じり細粒分質礫	砂礫質細粒土	分級された砂

(1) 試験施工の概要

表-4に小規模試験施工の概要を、図-9に同試験の断面図を示す。対象土質は硅砂、山砂、砂礫(最大粒径53mm)の3種類とした。表-5に各地盤の物理試験結果を示す。小規模試験施工では、杭先端部に着目するため深さ1m程度の浅層地盤をそれぞれ作製した。バックホウで深さ1m程度現地盤を掘削したのちに、重量50kgのランマー転圧機を用いて1層あたり6回の転圧を行い、合計4層で浅層地盤を作製した。試験杭(改良体先端まで750mm)は図-3に示す施工手順にしたがって造成し、28日以上養生した後掘り起して地表面から改良体先端までの深度、出来形径(3測点)を計測した。鋼管外周のかぶりの計測位置は、地表面付近の最も薄い部分を基準とし、断面方向に4方向計測した。

改良体およびグラウトの強度は、外径 $\phi 50\text{mm}$ のコアドリルを用いてコア抜きした供試体を整形し、一軸圧縮試験により求めた。図-10にコア採取の概要図を示す。試験杭からは鋼管先端から下部のグラウトと改良体コアを採取した。採取したコア寸法は、改良体と鋼管先端のグラウトで $\phi 45\text{mm} \times H90\text{mm}$ である。

(2) 試験施工の結果

a) スライム残留量

表-6にスライム残留量の計測結果を示す。計測結果より、山砂と硅砂ではほとんどスライムは残留しないものの、砂礫では250mm残留する結果となった。この理由として、山砂と硅砂と同じように孔内洗浄しても粒径が大きい礫分は上げられない(排出できない)ためと推察される。当該砂礫について粒度試験を実施した結果、最大粒径が53mm、礫分(2mm以上)の割合は61.8%であった。

これらのことから、礫径や礫分の割合に応じてスライムの残留量は異なると考えられる。なお、砂礫ではスライムが250mm残留したため、再度ケーシング内のインナーロッドの先端部に取り付けたインナービットから削孔水を噴射して孔内を洗浄した結果、スライム残留量は50mmまで低下することを確認した。したがって、砂礫においても十分な孔内洗浄を行うことで、スライムの残留量を50mm以内に削減できると考える。

b) 掘削深さ

図-11に掘削深さの検尺値と掘り起こし時の実測値の関係を示す。いずれの土質においても計画以上の杭先端部の改良体と杭を造成できることが確認できた。また、掘り起した実測値に対して削孔長さは+20mm以内であった。

c) 改良体の出来形径

図-12に改良体の出来形径のヒストグラムを示す。いずれも削孔径225mm以上の改良体を造成できていることを確認した。砂礫地盤に造成した改良体の直径は250mm以上で、削孔径より25mm以上大きくなる結果となった。ま

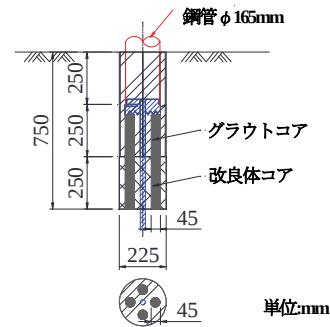


図-10 コア採取概要図 (断面方向に4か所)

表-6 スライム残留量の計測結果

実験 ケース	杭先端地盤の 土質	スライム残留量 (mm)		
		インナーロッド 回収前	⇒	孔内 洗浄後
S-1	砂礫	250	⇒	50
Y-1	山砂	20		
Y-2	山砂	10		
Y-3	山砂	10		
K-1	硅砂	0		
K-2	硅砂	20		
K-3	硅砂	10		

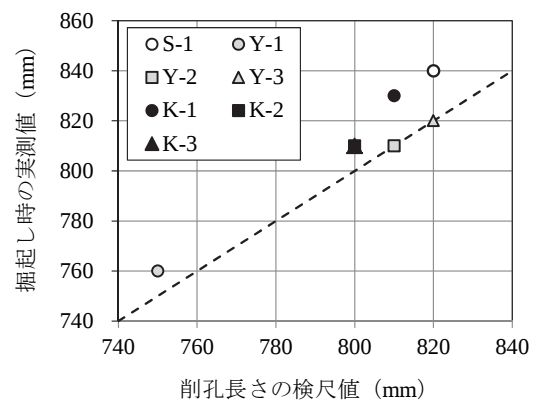


図-11 掘削深さの出来形計測結果

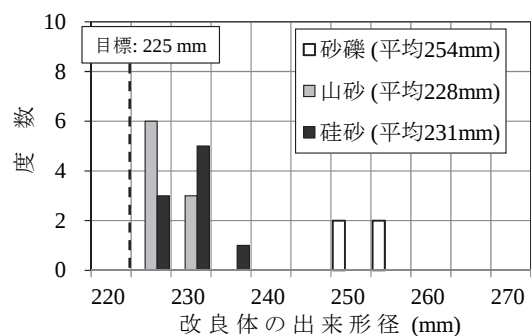


図-12 改良体の出来形径のヒストグラム

た、山砂地盤と硅砂地盤においても改良体の最小直径は削孔径以上となることを確認した。砂礫地盤に造成した改良体の直径が他地盤よりも大きくなった理由として、孔内洗浄による孔壁拡大の影響と空隙が多い砂礫地盤へのグラウトの浸透による影響などの要因が考えられる。なお、試験施工では実際の施工と比べて拘束圧・水圧が低

くなる条件であるが、グラウト注入および先端地盤改良はケーシング内での作業であるため、拘束圧・水圧の影響は小さいものと考えられる。地盤の密度が実際の支持層に比べて緩く孔壁が保持しづらい（出来形確保には不利になる）条件でも出来形を確保することができた。

d) 鋼管外周のかぶり

図-13に鋼管外周のかぶりのヒストグラムを示す。いずれの土質においても鋼管外周の最小かぶりは25mm以上、平均かぶりは30mm以上となっており、目標値の20mmが確保されていることを確認した。また、砂礫地盤に造成した杭の鋼管外周のかぶりが最も大きい結果となった。

写真-4に断面方向に切断した試験杭の状況を示す。鋼管外周のかぶり部分には目視で確認したところ、砂等の混在は認められなかった。

e) 改良体の強度

図-14に改良体コアの一軸圧縮強度のヒストグラムを示す。各土質の目標強度は、道示IV¹⁾に記載されている場所打ち杭における杭先端の極限支持力度（N値30以上の砂礫層および砂層で 3.0N/mm^2 、N値50以上の良質な砂礫層で 5.0N/mm^2 ）と同じ値に設定した。この理由として、本工法は支持力低下の一因となるスライムを地盤改良することで、場所打ち杭の支持地盤と同等以上の強度を有する改良体を構築することを目的としているためである。

土質ごとの改良体の最小一軸圧縮強度は、砂礫地盤で 30.8N/mm^2 、山砂地盤で 5.0N/mm^2 、珪砂地盤で 14.8N/mm^2 である。また、土質ごとの改良体の平均一軸圧縮強度は、砂礫地盤で 58.1N/mm^2 、山砂地盤で 24.3N/mm^2 、珪砂地盤で 58.1N/mm^2 であった。上記の試験結果はいずれも目標強度を満足している。

f) グラウトの強度

図-15に小規模試験杭から採取したグラウトコアの一軸圧縮強度のヒストグラムを示す。いずれの土質においても設計基準強度の 30N/mm^2 を上回ることが確認できた。また、土質別で比較すると珪砂地盤に造成したグラウトの一軸圧縮強度が最も大きくなる結果となった。この理由として、珪砂地盤の地盤改良時に砂が浮遊してグラウトと一部混合し、硬化してモルタル化したために強度が増加した可能性が考えられる。

5. 押込み載荷試験

本工法における杭の支持力特性を確認するため、押込み載荷試験を実施した。

(1) 押込み載荷試験の概要

図-16に地盤条件および試験杭模式図を示す。押込み載荷試験は地盤条件の異なる2箇所の試験ヤードで実施した。

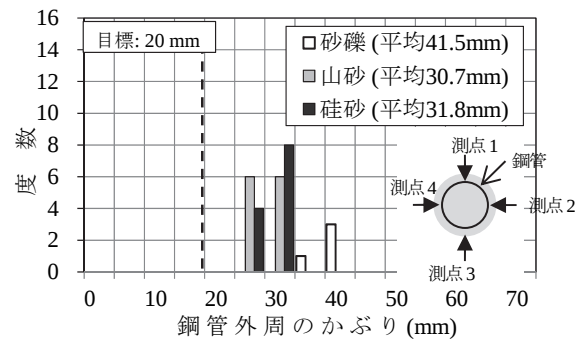


図-13 鋼管外周のかぶりのヒストグラム

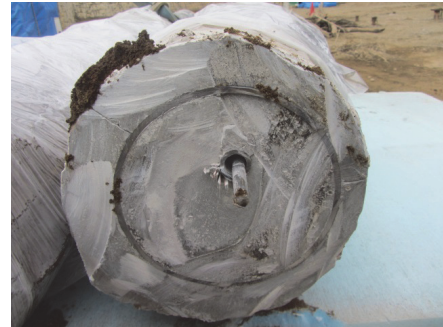


写真-4 断面方向に切断した試験杭

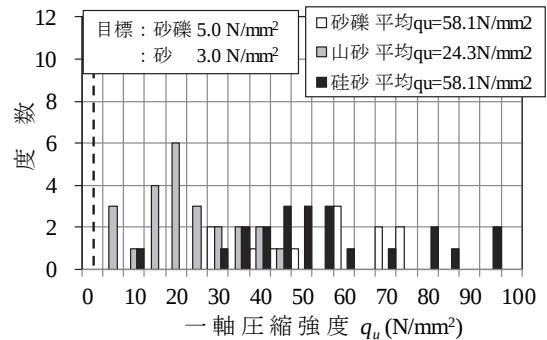


図-14 改良体コアの一軸圧縮強度のヒストグラム

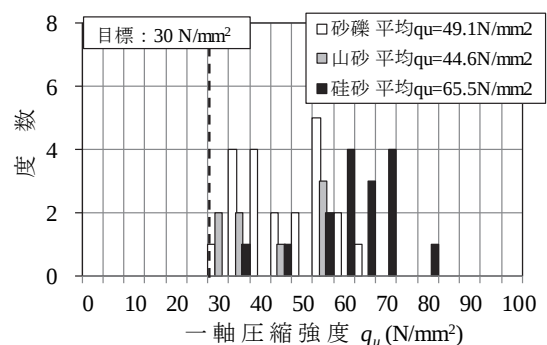


図-15 グラウトコアの一軸圧縮強度のヒストグラム

表-7 試験杭の諸元（押込み載荷試験）

ケース	CV1砂	CV2砂	CV3礫	CV4礫
鋼種	STK400		STK490	
鋼管径	φ 165.2 mm			
鋼管肉厚	4.5 mm		7.1 mm	
削孔径	φ 225.0 mm			
杭長	11.9 m	11.9 m	6.4 m	6.9 m
改良体長	0.25 m		0.35 m	

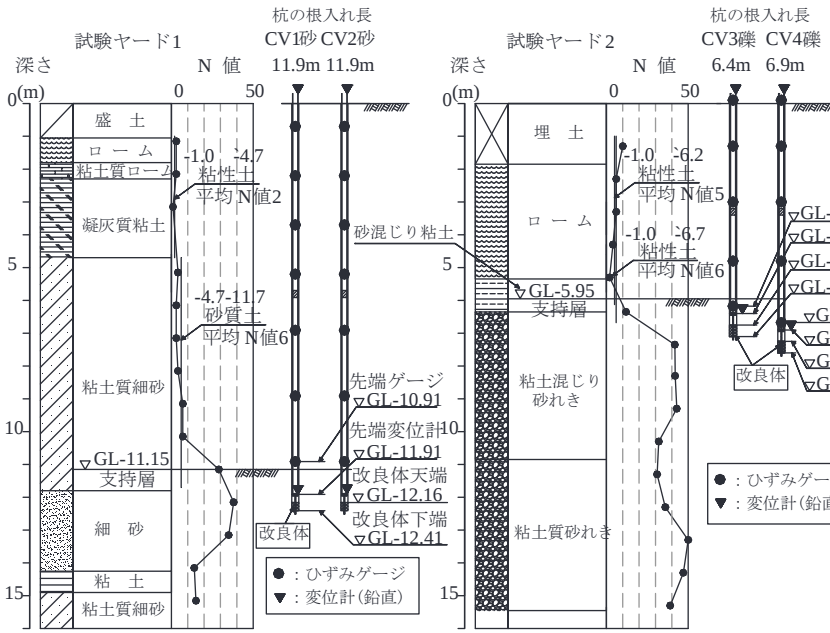


図-16 地盤条件と試験杭模式図 (押し込み荷重試験)



図-17 試験杭と反力杭の配置 (砂質土地盤)

試験ヤード1の地盤は、GL-4.7mまでロームおよび凝灰質粘土、GL-4.7m以深は粘土質細砂と細砂層で構成されている。一方、試験ヤード2の地盤は、GL-5.5mまでロームおよび砂混じり粘土、GL-5.5m以深は砂礫と粘土質砂礫で構成されている。

表-7に試験杭の諸元を示す。押し込み荷重試験杭は4本施工し、支持層および杭長を変化させている。いずれも鋼管径はφ165.2mm、削孔径はφ225.0mmである。試験ヤード1の地盤(砂質土地盤)の支持杭はN値30程度に根入れしており、試験ヤード2の地盤(砂礫地盤)の支持杭はN値40程度に根入れしている。図-17に試験ヤード1における押し込み荷重試験杭および反力杭の配置を示す。荷重装置は、試験ヤード1では、反力杭2本(セメントミルク合成杭: φ700mm, H350×350mm, L=30m)を使用する反力杭方式とした。試験ヤード2では、反力杭を使用せず、鉄板とウェイトによる実荷重を反力とする実荷重ウェイト方式とし、試験杭間のピッチは3.0mとした。写真-5に実荷重ウェイト方式の実験状況を示す。

押し込み荷重試験は、地盤工学会基準「杭の鉛直荷重試験方法・同解説¹⁵⁾」に準拠し、荷重方法は段階荷重・多サイクル方式で実施した。測定項目は、杭頭荷重、杭頭および杭先端変位、鋼管のひずみである。杭先端変位は、あらかじめ鋼管先端に取り付けたφ21.7mmのガス管を用いた二重管方式で測定した。

(2) 押し込み荷重試験結果

a) 杭頭荷重－杭頭変位関係

図-18に杭頭荷重 P と杭頭変位 S の関係を示す。「杭の鉛直荷重試験方法・同解説¹⁵⁾」によると、押し込み荷重試験による設計上の極限支持力は、最大荷重時の杭頭変位量

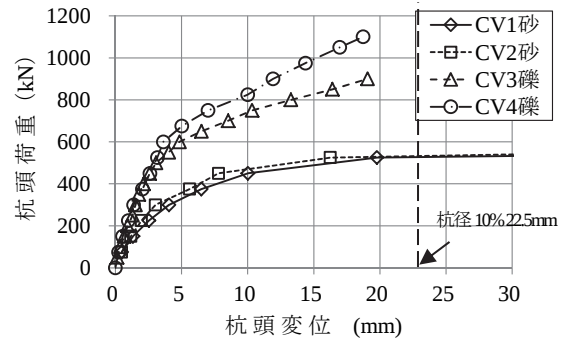
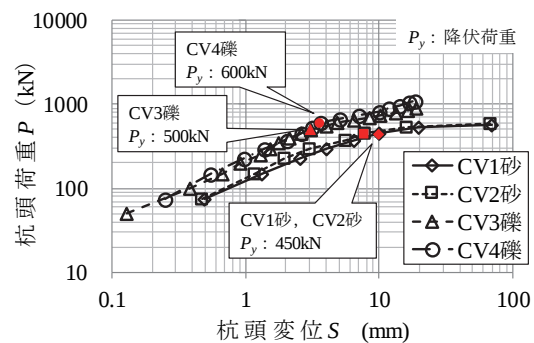


図-18 杭頭荷重－杭頭変位関係 (押し込み荷重試験)


 図-19 log P —log S 関係 (押し込み荷重試験)

が杭径の10%を超える場合は、杭径の10%を超える時の荷重としている。いずれのケースも杭径10%の杭頭変位は22.5mmである。

CV1砂とCV2砂のケースでは、525kNをわずかに上回った段階で極限支持力に到達した。施工条件が同一な両者のケースの荷重－変位曲線にはほとんど相違がみられず、再現性が高い結果が得られた。CV3礫とCV4礫のケースでは、荷重の初期段階では弾性的な挙動を示しており、CV1砂とCV2砂に比べて大きな初期剛性を有する結果と

なった。なお、CV3礫とCV4礫のケースは、杭頭変位が杭径10%の22.5mmに到達していないものの、杭頭荷重が反力装置の実荷重を上回る危険性が生じたため、安全を考慮して試験を終了している。杭長（支持層への根入れ長）が異なる両者のケースを比較すると、CV4礫の極限支持力のほうが200kN大きくなっており、根入れ長の違いによる影響を確認することができた。これらの結果から、極限支持力はN値30の砂層でそれぞれ527kN、532kN、N値40の礫層でそれぞれ900kN、1100kNであった。

図-19に各ケースの $\log P$ — $\log S$ 関係を示す。CV1砂とCV2砂のケースでは450kN付近で、CV3礫のケースでは500kN、CV4礫のケースでは600kN付近で曲線の勾配が変化しており、降伏荷重と判断できる。CV3礫とCV4礫のケースでは降伏荷重に差異がみられ、根入れ長の違いによる影響を確認することができた。

b) 軸力分布

図-20のa)～d)に各杭の軸力分布を示す。ここで、軸力は鋼管と鋼管内外のグラウトを考慮し、試験で得られたひずみに各断面積および各ヤング係数を乗じる式(2)により算出した。

$$P_i = \varepsilon_i (A_p E_p + A_g E_{g0}) \quad (2)$$

ここに、 P_i : 各深度の軸力 (kN), ε_i : 各深度の軸ひずみ, 鋼管の軸剛性ばねから算定した杭の軸方向ばね定数 (kN/m), A_p : 鋼管の有効断面積 (m²), E_p : 鋼管のヤング係数 (kN/m²), A_g : グラウトの有効断面積 (m²), E_{g0} : グラウトのヤング係数 (kN/m²) である。なお、 E_{g0} は、杭頭荷重 P と杭頭部の軸ひずみ ε_0 の関係から逆算して求めた。

CV1砂およびCV2砂における杭先端の極限支持力は、鋼管先端から上方の2つのひずみゲージから算定した軸力より、鋼管の先端から杭径1D_g上方の軸力を外挿して算定した。CV3礫とCV4礫における杭先端の極限支持力は、鋼管の先端から杭径1D_g上方のひずみゲージから算定した軸力とした。なお、付録に道示IV¹⁾を参考にした押込み载荷試験の整理方法を示す。

いずれの杭も荷重の増加に伴い、杭先端部に到達した軸力 (= 杭先端支持力) も増加しており、支持杭の挙動を示している。CV1砂のケースでは、GL-3.7～-6.9mの凝灰質粘土の下層と粘土質細砂の上層で周面摩擦が大きく発揮されているのに対し、CV2砂のケースでは、GL-6.9～-8.9mの粘土質細砂で周面摩擦が大きく発揮されている。CV3礫とCV4礫のケースを比較すると、いずれも杭頭荷重が600kNまでは杭先端まで荷重が到達せず、周面摩擦のみで抵抗しており、その後順次杭先端まで荷重が到達する傾向がみられた。

c) 杭先端の極限支持力度—変位関係

図-21に杭先端支持力度—杭頭変位関係を示す。CV1砂

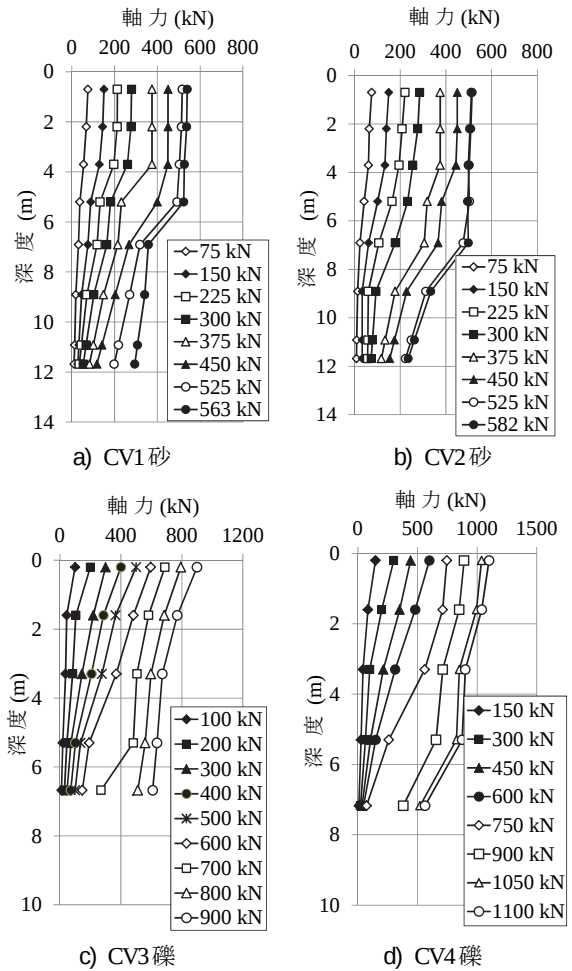


図-20 軸力分布 (押込み载荷試験)

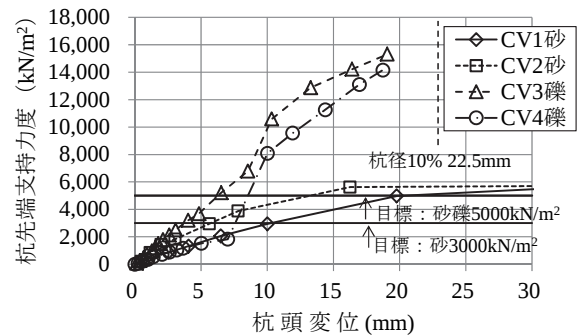


図-21 杭先端支持力度—杭頭変位関係

とCV2砂のケースにおける杭径10%時の杭先端支持力度は5,000kN/m²を上回る結果となった。また、杭頭変位が15mmを超過すると杭先端支持力度は頭打ちとなる傾向がみられた。これは、杭が破壊しているのではなく先端地盤が破壊していると推察される。CV3礫とCV4礫のケースにおける杭径10%時の杭先端支持力度は14,000kN/m²を上回る結果となった。また、試験終了時まで杭先端支持力度—杭頭変位関係は概ね線形的な傾向がみられた。

図-22に杭先端支持力度—杭先端変位関係を示す。CV1砂とCV2砂のケースは、杭先端変位が10mmを超過すると杭先端支持力度は頭打ちとなる傾向がみられた。CV3礫

とCV4礫のケースは、杭頭変位の場合に比べて初期剛性が大きく、杭先端変位が5mmのときに勾配変化点がみられる。土質条件がほぼ同一な杭先端支持力度ー変位関係にはほとんど相違がみられず、再現性が高い結果が得られた。

d) 杭の最大周面摩擦力度ー平均 N 値関係

杭の最大周面摩擦力度は、杭頭荷重と軸力分布の関係から算出した各地層における周面摩擦力を杭径 D_g の周長と各地層厚を除して求めた。平均 N 値は、各地層の平均的な N 値とし、小数点以下を四捨五入した値とした。

図-23に石井ら¹⁰⁾が統計的にまとめた砂質土地盤における場所打ち杭の最大周面摩擦力度 f ー N 値関係と本工法の実験結果を併せて示す。 N 値の増大に伴い最大周面摩擦力度も増大する傾向がみられた。道示IV¹¹⁾に示す場所打ち杭の最大周面摩擦力度の推定式 ($f=0.5N$ tf/m² (現行5N kN/m²)) に比べてやや下回る結果もあるものの、概ね満足する結果が得られた。また、既往の場所打ち杭の実験結果と比較しても近似していることから、杭径が小さいことによる寸法効果の影響は小さいと考えられる。

図-24に岡原ら¹⁷⁾が統計的にまとめた粘性土地盤における場所打ち杭の最大周面摩擦力度 f ー N 値関係と本工法の実験結果を併せて示す。比較的小さい N 値で大きな最大周面摩擦力度を発現しており、道示IV¹¹⁾に示されている場所打ち杭の最大周面摩擦力度の推定式 ($f=N$ tf/m² (現行10N kN/m²)) と比較するといずれも上回る結果となった。また、既往の場所打ち杭の実験結果と比較しても近似していることから、杭径が小さいことによる寸法効果の影響は小さいと考えられる。なお、 N 値5~6における最大周面摩擦力度の実測値が算定値を大きく上回る理由として、土質が礫混じり粘性土であり、礫分が混入していた影響と推定される。図-24に示す場所打ち杭の実験結果でも同様に、 N 値が小さい場合に最大周面摩擦力度が算定値を大きく上回る事例は報告されている。

e) 各支持力の計算値と実測値の比較

図-25に道示IV¹¹⁾の場所打ち杭の設計法に基づいて算定した杭先端極限支持力と杭の周面摩擦力の和として与えられる計算値 (=A) と実測値 (=B) の比較を示す。いずれのケースにおいても杭先端極限支持力と杭の周面摩擦力の実測値は計算値の1.5倍程度以上であることから、道示IV¹¹⁾の場所打ち杭の設計法に基づくと安全側に小口径合成鋼管杭の支持力を推定できると考えられる。

(3) ワイブル分布曲線式による比較

土木研究所資料¹⁰⁾によると、道示IV¹¹⁾における場所打ち杭の極限支持力は概ね杭径600mm以上の載荷試験の集積結果から導いており、実務的には杭径800mm以上が多くなっている。場所打ち杭の支持力推定式を用いて安全側に小口径合成鋼管杭の支持力を推定できるかどうかを宇

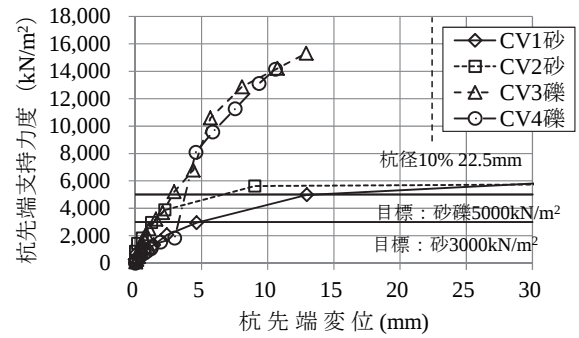


図-22 杭先端支持力度ー杭先端変位関係

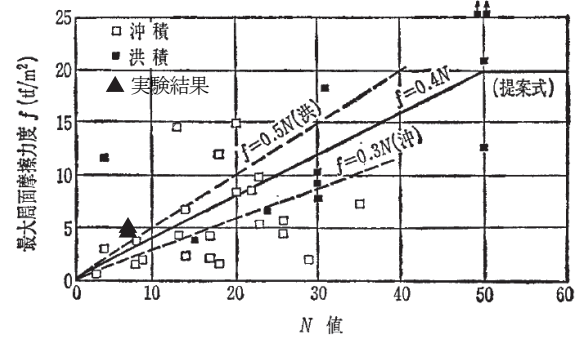


図-23 石井ら¹⁰⁾が示す最大周面摩擦力度 f ー N 値に加筆 (砂質土地盤)

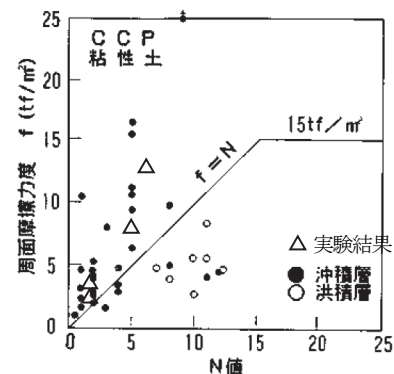


図-24 岡原ら¹⁷⁾が示す最大周面摩擦力度 f ー N 値に加筆 (粘性土地盤)

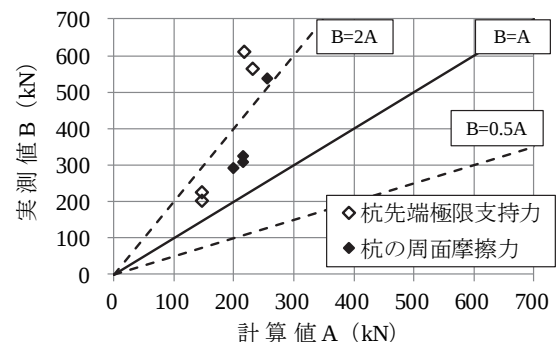
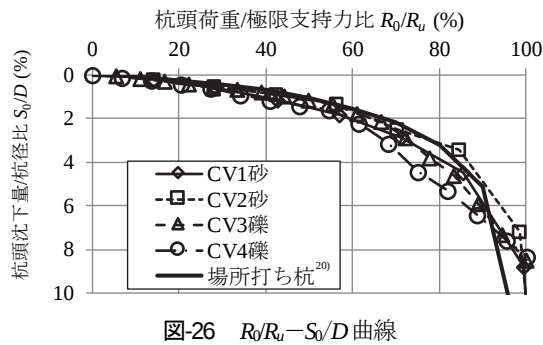


図-25 各支持力の計算値と実測値の比較

都ら¹⁹⁾が提案しているワイブル分布曲線を用いて検証した。押し込み載荷試験結果から得られた杭頭荷重 R_0 ー沈下量 S_0 関係は、杭径、杭長および土質等で異なるため、 R_0 を極限支持力 R_u で、 S_0 を杭径 D で除して正規化して比較し

図-26 $R_0/R_u-S_0/D$ 曲線表-8 杭工法別の降伏沈下比および変位指数²¹⁾

名称	データ数	比較対象	平均 %	標準偏差 %	変動係数
場所打ち杭 (支持杭)	19	降伏沈下比 S_y/D	1.716	0.933	0.544
		変位指数 m	0.714	0.201	0.282
高性能小口径杭	4	降伏沈下比 S_y/D	2.726 CV1砂, CV2砂平均: 3.96 CV3礫, CV4礫平均: 1.49	1.286	0.472
		変位指数 m	0.905	0.760	0.840

表-9 押込み載荷試験から得られた杭の軸方向ばね定数 K_v , 根入れ比および a 値

No.	試験場所	土質	L m	実測 K_v kN/m	鋼管のみで評価				鋼管+グラウトで評価			
					D m	L/D	a_p	計算 K_{vp} kN/m	D_g m	L/D_g	a_{pg}	計算 K_{vpg} kN/m
1	茨城県筑西市	粘土, 砂, 砂礫	13.0	98,260	0.1907	68.2	2.07	69,993	0.2550	51.0	0.92	93,547
2	栃木県宇都宮市	粘土	5.7	57,416	0.1652	34.5	0.72	86,349	0.2250	25.3	0.77	91,977
3	栃木県宇都宮市	粘土, シルト	9.9	64,690	0.1652	60.0	1.41	63,220	0.2250	44.0	0.88	61,836
4	栃木県宇都宮市	粘土, シルト, 砂礫	16.6	60,965	0.1652	100.6	2.23	50,577	0.2250	73.9	1.05	38,817
5	茨城県猿島郡	粘土, 細砂	11.9	44,910	0.1652	72.1	1.18	57,961	0.2250	52.9	0.93	62,913
6	茨城県猿島郡	粘土, 細砂	11.9	57,692	0.1652	72.1	1.51	57,961	0.2250	52.9	0.93	73,104
7	茨城県猿島郡	粘土, 細砂	21.3	42,686	0.1652	129.1	2.00	46,454	0.2250	94.8	1.17	56,375
8	埼玉県川越市	粘土, 粘土質砂礫	6.4	162,470	0.1652	38.7	1.47	124,792	0.2250	28.4	0.79	119,098
9	埼玉県川越市	粘土, 粘土質砂礫	6.9	165,175	0.1652	41.8	1.62	119,338	0.2250	30.7	0.80	119,251
10	埼玉県川越市	粘土, 粘土質砂礫	6.4	103,053	0.1907	33.6	0.82	135,371	0.2550	25.1	0.77	135,673
11	茨城県猿島郡稲尾	粘土, シルト, 細砂	11.9	70,547	0.1652	72.0	1.19	90,005	0.2250	52.9	0.93	71,263
12	茨城県猿島郡稲尾	粘土, シルト, 細砂	11.9	72,046	0.1907	62.4	1.06	95,519	0.2550	46.7	0.89	78,935

た. ワイブル分布曲線は, 式(3)で表される. 降伏支持力 R_y は, ワイブル曲線上では常に式(4)の関係で表される.

$$R_0/R_u = 1 - \exp(-S_0/D/S_y/D)^m \quad (3)$$

$$R_y = 0.63R_u \quad (4)$$

ここに, R_0 : 杭頭荷重 (kN), R_u : 沈下量で規定しない極限支持力 (kN), S_0 : 杭頭沈下量, D : 杭径 (本工法ではグラウト径 D_g), m : 変位指数, S_y : 降伏支持力 R_y 時の杭頭沈下量 (mm) である.

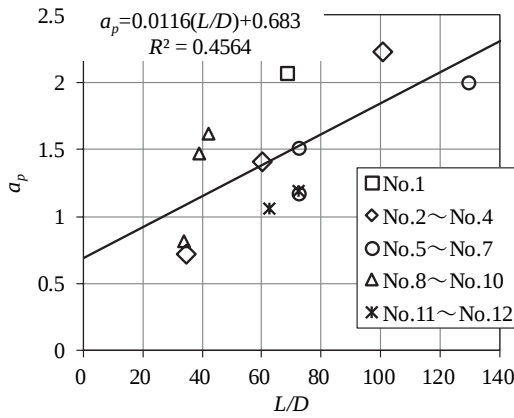
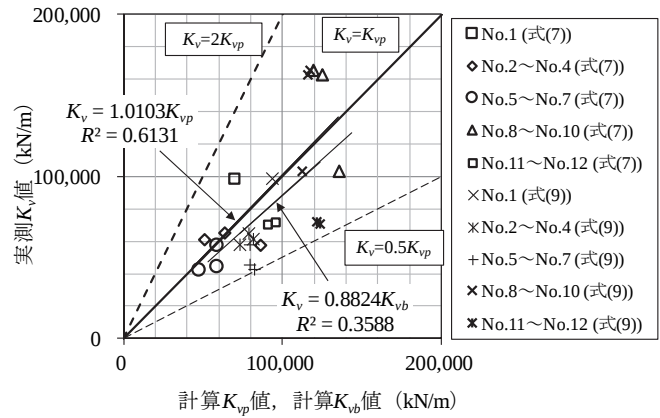
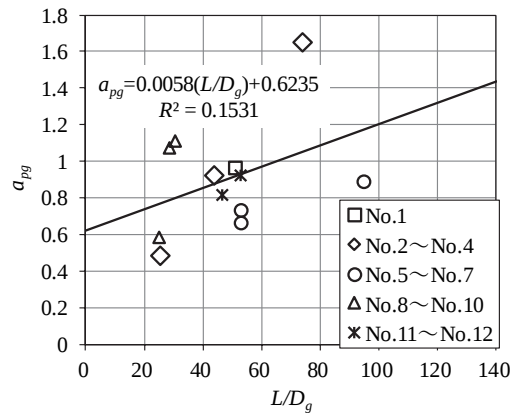
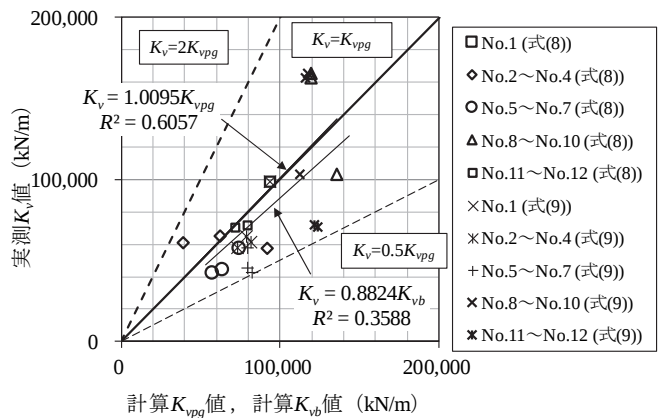
杭基礎設計便覧²⁰⁾に示されている施工法・支持形式別の $R_0/R_u-S_0/D$ 曲線のうち, 場所打ち杭・支持杭のデータを図-26に示した. また, 各押込み載荷試験結果の杭頭荷重 P_0 - 沈下量 S_0 関係から算定した $R_0/R_u-S_0/D$ 曲線も併せて示した. 図-26より, 支持層が砂地盤でも砂礫地盤でも $R_0/R_u-S_0/D$ 曲線は既往の場所打ち杭の曲線とほぼ同様な傾向を示すことから, 寸法効果の影響はほとんどないと考えられる.

表-8に杭工法別の降伏沈下比および変位指数を示す. 岡原²¹⁾によって示された場所打ち杭(支持杭)における各データも併せて示す. CV1砂とCV2砂の試験ケースにおける降伏沈下比 S_y/D_g の平均値は3.96%, CV3礫とCV4礫の試験ケースのそれは1.49%, 全体平均で2.7%程度であった. CV1砂とCV2砂の降伏沈下比 S_y/D_g の平均値が比較的大き

い理由として, 一般構造用炭素鋼鋼管の種類がSTK400で, 肉厚は4.5mmと薄肉であるため, 軸方向の杭耐力が小さく, 降伏沈下量 S_y が大きくなったためと推察される. 一方, 礫地盤を対象としたCV3礫とCV4礫の降伏沈下比 S_y/D_g の平均値が比較的小さい理由として, 一般構造用炭素鋼鋼管の種類がSTK490で, 肉厚は7.1mmであるため, 軸方向の杭耐力も比較的大きく, 降伏沈下量 S_y を抑制できたと考えられる. 実施工では, 鋼管の降伏点が小さいかつ肉厚が薄いと杭体の応力度照査でNGとなることから, 降伏点が大きく肉厚の大きい鋼管を採用するケースが多い.

本工法における降伏沈下比 S_y/D_g の平均値は場所打ち杭の1.7%に比べてやや大きくなる結果となった. また, 降伏沈下比の標準偏差や変動係数は場所打ち杭と比べて概ね同等である.

本工法における変位指数 m の平均値は0.9%程度で, 場所打ち杭の0.7%とほぼ同等な結果となった. 変位指数 m の標準偏差や変動係数は場所打ち杭に比べてやや大きくなるが, データ数が少ない影響が要因の一つと考えられる. 以上の結果から, ワイブル分布曲線式を用いて調査した結果, 押込み方向に関して場所打ち杭の設計法に基づく安全側に小口径合成鋼管杭の支持力を推定できると考えられる.


 図-27 押し込み荷重試験結果に基づく a_p 値- L/D 関係

 図-29 実測 K_v 値と計算 K_{vp} 値および計算 K_{vb} 値の比較

 図-28 押し込み荷重試験結果に基づく a_{pg} 値- L/D_g 関係

 図-30 実測 K_v 値と計算 K_{vpg} 値および計算 K_{vb} 値の比較

6. 杭の軸方向ばね定数の評価

(1) 荷重試験に基づく推定方法

杭の軸方向ばね定数 K_v は、道示Ⅳ¹¹⁾によると、杭頭において単位量の杭軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力と定義され、杭反力の算定や杭基礎の弾性沈下量を算定するのに用いる。 K_v は、杭の押し込み荷重試験による杭頭荷重 P —杭頭沈下量 S の曲線から、 $\log P$ — $\log S$ 法等により判定される降伏時における割線勾配を実測 K_v として求めた。表-9に実施した12例の押し込み荷重試験から得られた降伏荷重時における杭の軸方向ばね定数 K_v 、根入れ比および α 値を示す。

道示Ⅳ¹¹⁾および杭基礎設計便覧²⁰⁾には、既往の荷重試験に基づく推定法として、式(5)が示されている。多数の荷重試験における実測 K_v および鋼管の軸剛性ばね $A_p E_p / L$ から式(5)の a_p を逆算し、 a_p と根入れ比 L/D との関係に着目した。

$$K_{vp} = a_p \frac{A_p E_p}{L} \quad (5)$$

ここに、 K_{vp} ：鋼管の軸剛性ばねから算定した杭の軸方向ばね定数 (kN/m)， A_p ：鋼管の有効断面積 (m²)， E_p ：鋼管のヤング係数 (kN/m²)， L ：鋼管の根入れ長 (m)， D ：鋼管径 (m) である。本工法の杭長 L は、地表面から軸方向押し込み力に抵抗する鋼管先端部までの根入れ長と

しているため、鋼管径 D との比率 L/D で整理した(表-9)。

一方、本工法は軸方向押し込み力を先端地盤抵抗と、地盤とグラウトとの周面摩擦抵抗で支持するため、支持力算定時の杭径は、グラウト径 D_g とした。そのため、式(6)に示すように、鋼管の軸剛性ばね $A_p E_p / L$ とグラウトの軸剛性ばね $A_g E_g / L$ を合成した評価式についても併せて整理した。

$$K_{vpg} = a_{pg} \frac{(A_p E_p + A_g E_g)}{L} \quad (6)$$

ここに、 K_{vpg} ：鋼管とグラウトの合成軸剛性ばねから算定した杭の軸方向ばね定数 (kN/m)， A_g ：グラウト体の有効断面積 (m²)， E_g ：降伏荷重時におけるグラウトのヤング係数 (kN/m²)， D_g ：グラウト径 (m) である。

(2) 杭の軸方向ばね定数の推定式の提案

図-27に鋼管の軸剛性ばねから算定した a_p と根入れ比 L/D との関係を示す。図中には式(7)に示した回帰式 $a_p = \alpha(L/D) + \beta$ 、回帰直線の決定係数 R^2 を併記した。

$$a_p = 0.0116(L/D) + 0.683 \quad (7)$$

なお、式(7)はすべてのデータが $L/D \geq 30$ であるため、根入れ比が30以上の杭に適用するものとする。

図-28に鋼管とグラウトの合成軸剛性ばねから算定した a_{pg} と根入れ比 L/D_g を示す。図中には式(8)に示した回

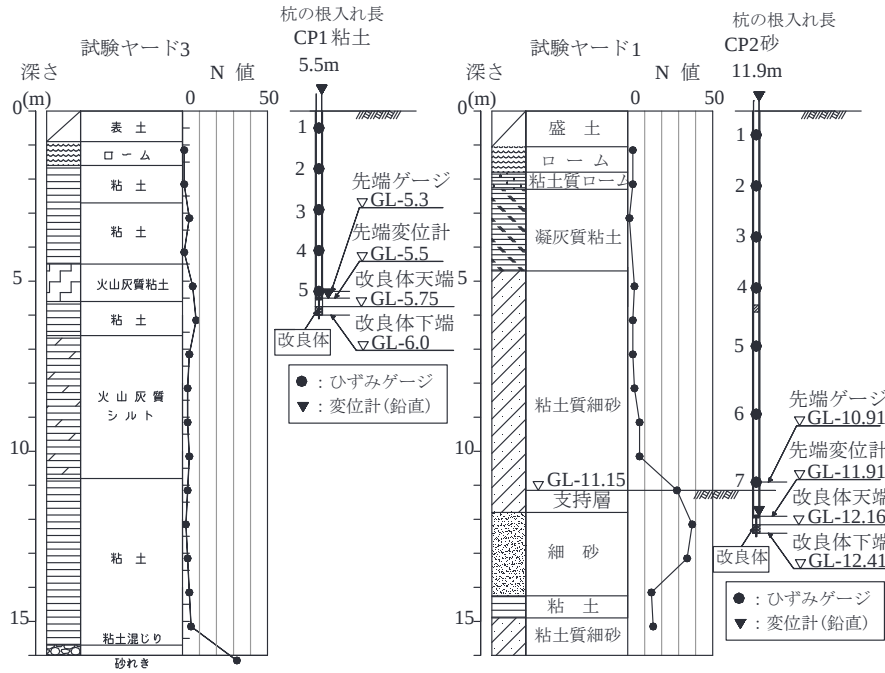


図-31 地盤条件と試験杭模式図(引抜き荷重試験)

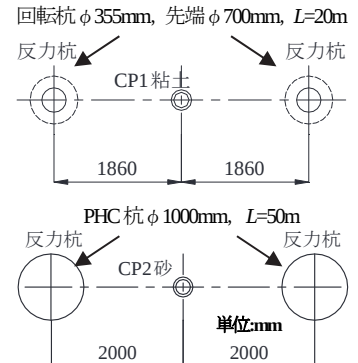


図-32 試験杭と反力杭の配置

表-10 試験杭の諸元(引抜き荷重試験)

ケース	CP1粘土	CP2砂
鋼種	STK400	
鋼管径	φ 165.2 mm	
鋼管肉厚	4.5 mm	
削孔径	φ 225.0 mm	
杭長	5.5 m	11.9 m
改良体長	0.25 m	

帰式 $a_{pg} = \alpha(L/D_g) + \beta$, 回帰直線の決定係数 R^2 を併記した。

$$a_{pg} = 0.0058(L/D_g) + 0.6235 \quad (8)$$

なお, 式(8)はすべてのデータが $L/D_g \geq 25$ であるため, 根入れ比が 25 以上の杭に適用するものとする。

図-27 および図-28 を比較すると, $D < D_g$ の関係にあるため直線勾配の係数 α は, $L/D - a_p$ 関係よりも $L/D_g - a_{pg}$ 関係のほうが小さくなる結果となった。 $L/D_g - a_{pg}$ 関係 ($R^2 = 0.1531$) よりも $L/D - a_p$ 関係 ($R^2 = 0.4564$) のほうが回帰直線の決定係数 R^2 が大きく, 適合度が高い結果となった。

式(9)に道示 IV¹¹⁾における場所打ち杭の軸方向ばね定数 K_b における推定式を示す。

$$a = 0.031(L/D) - 0.15 \quad (9)$$

ここに, K_b : 場所打ち杭の軸方向ばね定数, L : 杭長 (m), D : 杭径 (m) である。

押し込み荷重試験により得られた杭の軸方向ばね定数を「実測 K_v 値」, 式(7), 式(8)および式(9)より算出した杭の軸方向ばね定数を「計算 K_p 値」, 「計算 K_{pg} 」および「計算 K_b 値」とする。

図-29に実測 K_v 値と計算 K_p 値および K_b 値の比較図を, 図-30に実測 K_v 値と計算 K_{pg} 値および K_b 値の比較図を示す。図中には, 近似式と回帰直線の決定係数 R^2 を併記した。実測 K_v 値は計算 K_p 値および計算 K_{pg} 値と概ね合致するものの計算 K_b 値を下回る結果となった。

杭の軸方向ばね定数 K_p と K_{pg} の決定係数 R^2 にはほとんど差異がみられなかった。しかしながら, 鋼管とグラウトの合成軸剛性ばねから算定した式(8)よりも鋼管の軸

剛性ばねから算定した式(7)のほうが決定係数 R^2 が大きく適合度が高いことから, 実験結果に基づく推定式としては式(6)ではなく式(5)を採用する。一方, 場所打ち杭の軸方向ばね定数 K_b の推定式である式(9)を用いた場合, 計算 K_b 値は実測値を上回るため, 過大評価となる。したがって, 本工法における杭の軸方向ばね定数は, 鋼管の軸剛性ばねを用いた実験結果に基づく推定式によって算定することとした。

7. 引抜き荷重実験

本工法における杭の引抜き抵抗特性を確認するため, 引抜き荷重試験を実施した。

(1) 引抜き荷重試験の概要

図-31に地盤条件および試験杭模式図を示す。引抜き荷重試験は地盤条件の異なる2箇所の試験ヤードで実施した。試験ヤード3の地盤は, GL-15mまでロームおよび火山灰質シルトで構成されている。一方, 試験ヤード1の地盤は, GL-4.7mまでロームおよび凝灰質粘土, GL-4.7m以深は粘土質細砂と細砂層で構成されている。

表-10に試験杭の諸元を示す。引抜き荷重試験杭は2本施工し, 土質および杭長を変化させている。いずれも鋼管径はφ 165.2mm, 削孔径はφ 225.0mmである。試験ヤード3(粘性土地盤)の杭は支持層に根入れしておらず, 試験ヤード1(砂質土地盤)の杭はN値30程度に根入れしている。図-32に各試験ヤードにおける引抜き荷重試験杭お

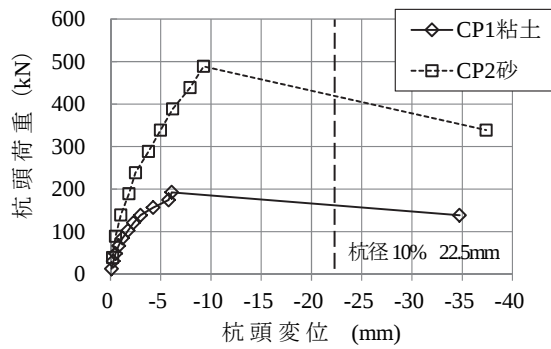


図-33 杭頭荷重－杭頭変位関係 (引抜き載荷試験)

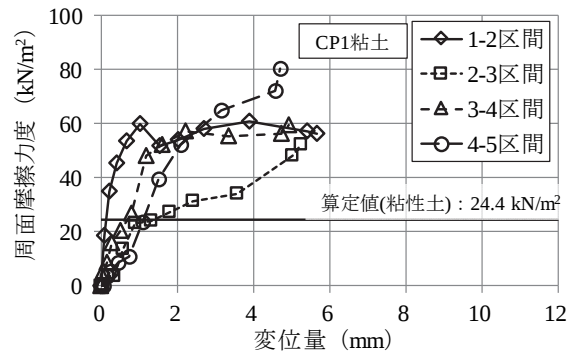


図-36 杭周面摩擦力度－変位量関係 (CP1粘土)

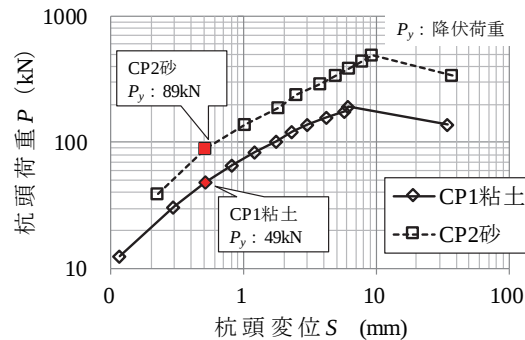
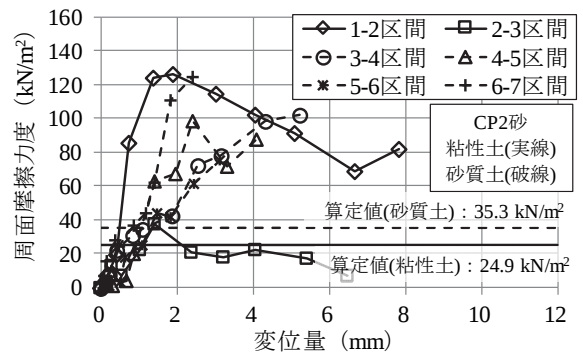

 図-34 $\log P$ — $\log S$ 関係 (引抜き載荷試験)


図-37 杭周面摩擦力度－変位量関係 (CP2砂)

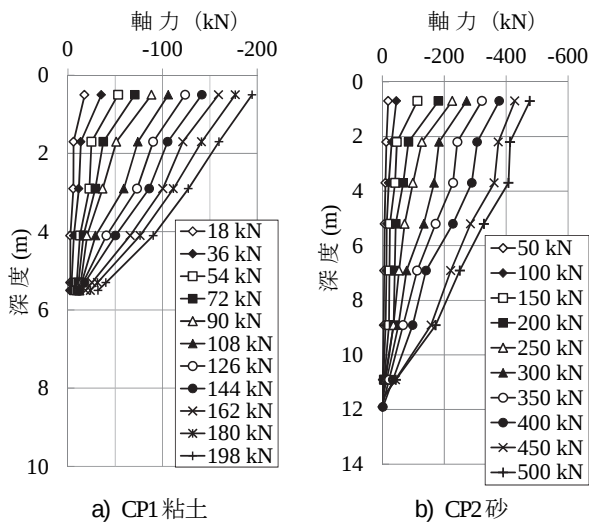


図-35 軸力分布 (引抜き載荷試験)

よび反力杭の配置を示す。荷重装置は、CP1粘土では反力杭2本(回転杭: $\phi 355\text{mm}$, 先端羽根径 $\phi 700\text{mm}$, $L=20\text{m}$)を、CP2砂では反力杭2本(PHC杭: $\phi 1000\text{mm}$, $L=50\text{m}$)を使用する反力杭方式とした。

引抜き載荷試験は、地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説¹⁵⁾」に準拠し、荷重方法は段階荷重・多サイクル方式で実施した。測定項目は、杭頭荷重、杭頭および杭先端変位、鋼管のひずみである。杭先端変位は、あらかじめ鋼管先端に取り付けた $\phi 21.7\text{mm}$ のガス管を用いた二重管方式で測定した。

(2) 引抜き載荷試験結果

a) 杭頭荷重－杭頭変位関係

図-33に杭頭荷重 P と杭頭変位 S の関係を示す。「杭の鉛直載荷試験方法・同解説¹⁵⁾」によると、引抜き載荷試験による設計上の極限引抜き抵抗力は、最大荷重時の杭頭変位量が杭径の10%を超える場合は、杭径の10%を超える時の荷重としている。いずれのケースも杭径10%の杭頭変位は22.5mmである。CP1粘土のケースでは、杭頭変位-6mm程度で極限引抜き抵抗力は193kNに到達し、CP2砂のケースでは、杭頭変位-9mm程度で極限引抜き抵抗力は489kNに到達する結果となった。いずれのケースも極限引抜き抵抗力に到達した直後に荷重が低下し、変位が急激に進行する傾向がみられた。また、CP2砂のケースでは、荷重の初期段階では弾性的な挙動を示しており、CP1粘土に比べて大きな初期剛性を有する結果となった。

図-34に各ケースの $\log P$ — $\log S$ 関係を示す。CP1粘土のケースでは49kN付近で、CP2砂のケースでは89kN付近で曲線の勾配が変化しており、降伏荷重と判断できる。

b) 軸力分布

図-35のa)～b)に各杭の軸力分布を示す。杭先端の軸力は、鋼管先端から上方の2つのひずみゲージから算定した軸力より外挿して算定した。なお、付録に道示IV¹⁶⁾を参考にした引抜き載荷試験の整理方法を示す。

いずれの杭も全長にわたって、粘性土層および砂質土層における周面摩擦抵抗が作用していることが確認できた。CP2砂のケースでは、 N 値30程度の細砂層に根入れし

たケースであるため、GL-9.0m～GL-11.0mの区間の周面摩擦力（軸力差）が若干大きくなる傾向がみられた。

c) 杭周面摩擦力－変位量関係

図-36にCP1粘土のケースにおける杭周面摩擦力（軸力差を杭周面積で除した値）と変位量（図-31に示すひずみ測定点間の平均変位量）の関係を示す。2-3区間を除いて概ね変位量が2mmで周面摩擦力は50kN/m²に到達し、残留強度状態に至っている。また、最も深い4-5区間では、変位量が5mm弱で80kN/m²に到達している。なお、得られた周面摩擦力は、道示IV¹¹の場所打ち杭におけるN値から算定した周面摩擦力24.4kN/m²を大きく上回る結果となった。

図-37にCP2砂のケースにおける杭周面摩擦力と変位量の関係を示す。粘性土区間は、変位量が2mm弱で最大周面摩擦力に到達し、1-2区間で126kN/m²、2-3区間で37kN/m²であった。一方、砂質土区間（3～7区間）は変位量の増大に伴い周面摩擦力も増加する傾向がみられ、最大周面摩擦力は75～124kN/m²であった。なお、得られた周面摩擦力は、道示IV¹¹の場所打ち杭におけるN値から算定した周面摩擦力24.9kN/m²（粘性土）と35.3kN/m²（砂質土）を大きく上回る結果となった。

d) 各引抜き抵抗力の計算値と実測値の比較

図-38に道示IVに基づいて算定した場所打ち杭の周面摩擦力における計算値（=A）と引抜き載荷試験時の実測値（=B）の比較を示す。いずれのケースにおいても、杭の周面摩擦力の実測値は計算値の2倍弱であることから、道示IV¹¹の場所打ち杭の設計法に基づく安全側に小口径合成鋼管杭の引抜き抵抗力を推定できると考えられる。

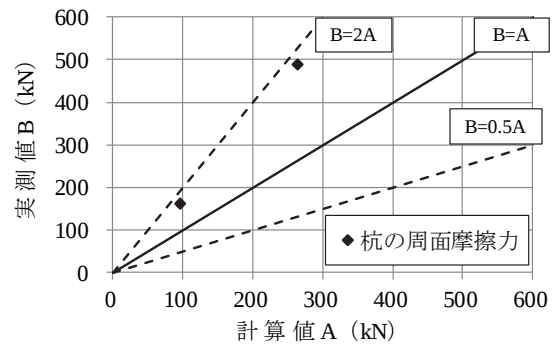


図-38 各引抜き抵抗力の計算値と実測値の比較

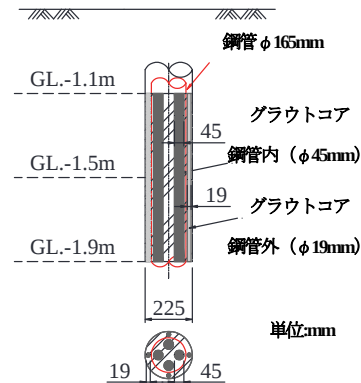


図-39 試掘調査の概要図（コア採取は断面方向に4箇所）



写真-6 試験杭の試掘調査

8. 押込み載荷試験杭の試掘調査結果

CV1砂およびCV2砂のケースにおける押込み載荷試験杭の出来形径、鋼管外周のかぶりおよびグラウトのコア強度を確認するため、試掘調査を実施した。

(1) 試掘調査の概要

図-39に試掘調査の概要図を示す。押込み載荷試験後に試験杭周辺の地盤をバックホウで2m程度掘削した。GL-2.0mまでの地盤構成は、GL-1.0mまでは砂質系の盛土でGL-1.0～2.0mまではロームである。試験杭に付着した土砂は、スコップ等を用いて丁寧に除去した。グラウトの出来形を目視で確認した後、試験杭の切断時に鋼管外周のかぶりが落下するのを防止するため、試掘した深度までの全長にわたってラップを巻きつけた。次に、GL-1.9m付近でサンダーを用いて試験杭を切断した（写真-6）。コンクリートカッターを用いて試験杭を40cmごとに切断し、深度GL-1.1m、-1.5m、-1.9mの出来形径（縦・横）お

よび鋼管外周のかぶり（断面方向に4箇所）を計測した。

40cmごとに切断された試験杭に対して試料採取が可能な寸法を考慮し、鋼管内部は外径φ50mmのコアドリルを、鋼管外周部は外径φ22mmのコアドリルを用いて断面方向に4箇所グラウトをコア抜きした。図-39にコア採取の概要図を示す。採取したコアは、所定の長さに切断・研磨して供試体を作製し、一軸圧縮試験を行った。採取したコアの寸法は、鋼管内部のグラウトでφ45mm×H90mm、鋼管外周のかぶりのグラウトでφ19mm×H38mmである。各寸法は通常の供試体に比べて小さいが、供試体の縦横比を確保することで試験結果の精度を確保した。また、押込み載荷試験杭の造成時に採取したグラウトのテストピース（φ50mm×H100mm）の一軸圧縮試験も併せて行った。

(2) 試験調査の結果

a) グラウトの出来形径

図-40に押込み載荷試験杭における出来形径のヒストグラムを示す。計測したGL-1.1m, GL-1.5m, GL-1.9mの縦・横方向におけるグラウトの出来形径は、目標径(削孔径) $\phi 225\text{mm}$ をすべて上回ることを確認した。なお、最小出来形径は226mmで、平均出来形径は233.2mmであった。

b) 鋼管外周のかぶり

図-41に押込み載荷試験杭における鋼管外周のかぶりのヒストグラムを示す。計測したGL-1.1m, GL-1.5m, GL-1.9mの断面方向4箇所における鋼管外周のかぶりは、目標値20mmをすべて上回ることを確認した。なお、最小かぶり20mmで、平均かぶりは33.8mmであった。

c) グラウトの強度

図-42に押込み載荷試験杭の造成時に採取したグラウトのテストピースおよび試験後に採取したグラウトコアの一軸圧縮強度のヒストグラムを示す。いずれの供試体においても設計基準強度 30N/mm^2 を上回ることが確認できた。また、鋼管内のコアの平均強度は 40N/mm^2 程度で、テストピースの平均強度 48N/mm^2 に比べて若干小さくなる傾向がみられた。これは、鋼管内のグラウトをコア抜きする際の振動等によって強度が低下した可能性が考えられる。一方、鋼管外のコアの強度は $30\sim 95\text{N/mm}^2$ で、ばらつきが大きく、最大値も大きくなる結果となった。これは、小暮²⁾による供試体の直径が小さくなると強度のばらつきが大きく、強度の最大値も大きくなるという供試体寸法の影響が要因の1つと推察される。

9. まとめ

狭隘地や空頭制限下でも施工可能かつ経済性に優れた高性能小口径杭工法の開発にあたり、鋼管とグラウトの付着強度試験、小規模試験施工、押込み載荷試験、引抜き載荷試験および押込み載荷試験を行った杭の試験調査を実施した。以下に得られた知見を示す。

a) 付着強度試験

- 1) 鋼管とグラウトの付着強度試験より、JIS原案に基づいて作製したタイプ1と、実寸のかぶりを再現したタイプ2のいずれにおいても、養生日数が長いほど最大付着応力度は増大する傾向がみられた。
- 2) グラウトの一軸圧縮強度から鋼管とグラウトの最大付着応力度の下限值を表現でき、安全側に設定した推定式を提案した。

b) 小規模試験施工

- 3) 試験杭の出来形計測により、対象とする土質条件に対して所定の出来形(掘削深さ、出来形径、鋼管外周のかぶり)が確保されることを確認した。また、地盤

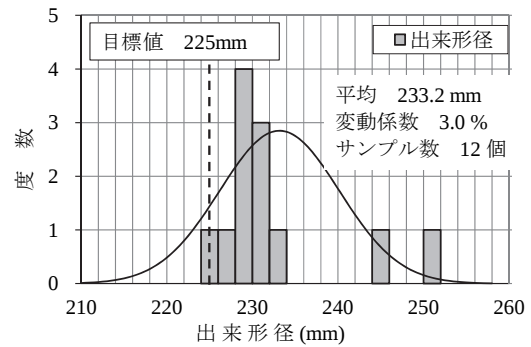


図-40 試験杭における出来形径のヒストグラム

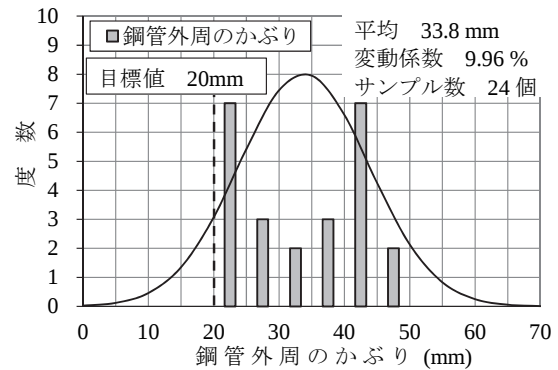


図-41 試験杭における鋼管外周のかぶりのヒストグラム

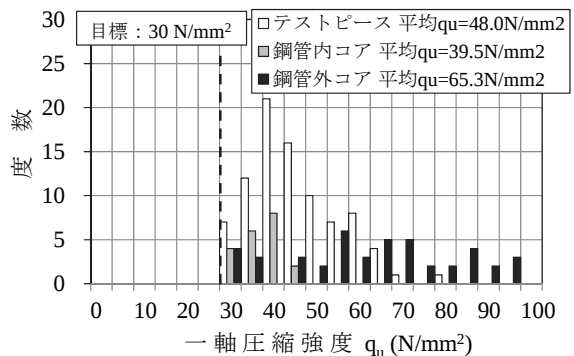


図-42 試験杭の造成時および試験後に採取したグラウトにおける一軸圧縮強度のヒストグラム

の密度が実際の支持層に比べて緩く、孔壁が保持しづらい条件でも出来形を確保することができた。

- 4) 試験杭からコア抜きした改良体およびグラウトの一軸圧縮試験により、対象とする土質条件に対して施工した改良体は目標強度を、グラウトは設計基準強度を上回る結果が得られた。
- c) 押込み載荷試験
- 5) 杭頭荷重一杭頭変位関係より、支持層が N 値 30 程度の砂地盤のケースよりも N 値 40 程度の砂礫地盤のケースのほうが初期剛性は大きくなる傾向がみられた。
- 6) 杭先端の極限支持力度の実測値は、いずれの土質も道示IV¹⁾に記載されている場所打ち杭のそれを上回る結果が得られた。杭の最大周面摩擦力度の実測値は、いずれの土質も N 値を用いた算定値を上回る結果が得

られた。

- 7) 杭先端極限支持力と杭の周面摩擦力の実測値は、いずれも計算値の1.5倍程度以上であることから、道示IV¹⁾の場所打ち杭の設計法に基づく安全側に小口径合成鋼管杭の支持力を推定できると考えられる。
- 8) 押込み載荷試験結果から得られた杭頭荷重 R_0 －沈下量 S_0 関係をワイブル分布曲線式($R_0/R_u - S_0/D$ 曲線)により正規化し、場所打ち杭と比較した。その結果、 $R_0/R_u - S_0/D$ 曲線はいずれの試験ケースも場所打ち杭の曲線と類似した傾向を示し、降伏沈下比や変位指数も概ね同等な値を示したことから、場所打ち杭の設計法に基づく安全側に小口径合成鋼管杭の支持力を推定できると考えられる。
- 9) 実測 K_f 値と計算 K_p 値の関係および実測 K_f 値と計算 K_{ps} 値の関係における回帰曲線の決定係数 R^2 ではほとんど差異がみられないものの、 $LD_g - a_{pg}$ 関係より $LD - a_p$ 関係のほうが回帰直線の適合度が高いことから、本工法の杭の軸方向ばね定数は、鋼管の軸剛性ばねを用いた実験結果に基づく推定式によって算定する。

d) 引抜き載荷試験

- 10) 区間ごとの杭の周面摩擦力の実測値は、いずれの土質も N 値を用いた算定値を上回る結果が得られた。
- 11) 杭の周面摩擦力の実測値は、いずれのケースにおいても算定値の2倍弱であることから、道示IV¹⁾の場所打ち杭の設計法に基づく安全側に小口径合成鋼管杭の引抜き抵抗力を推定できると考えられる。

e) 試験調査結果

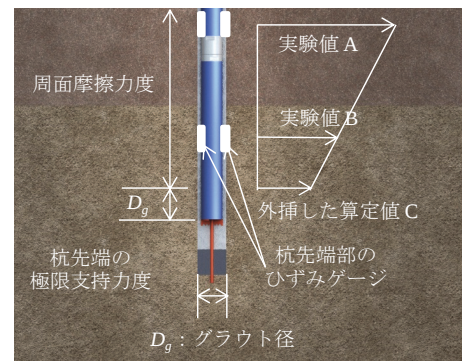
- 12) 掘り起した押込み載荷試験杭の出来形計測により、所定の出来形(グラウトの出来形径、鋼管外周のかぶり)が確保されることを確認した。
- 13) 試験杭からコア抜きしたグラウトの一軸圧縮試験により、設計基準強度を上回る結果が得られた。

謝辞：本工法の開発を進めるにあたって、一般財団法人先端建設技術センターの技術審査証明委員会メンバーには杭体の評価や載荷試験での杭の挙動等について多くの有益なご意見をいただきました。また、小規模試験施工および実大載荷実験にあたっては、開発工法の共同研究者である日本基礎技術株式会社、現場計測を担当したシステム計測株式会社に多大なるご協力をいただきました。ご協力をいただきました関係諸氏に深甚の謝意を表します。

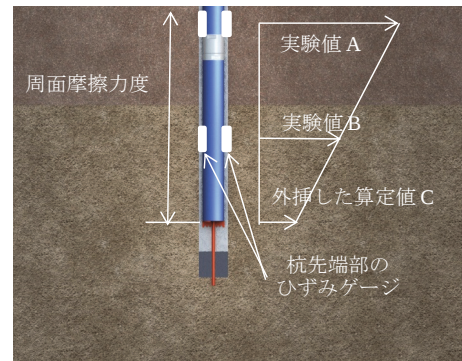
付録

(1) 押込み載荷試験の整理方法

押込み載荷試験結果の整理方法は、道示IV¹⁾における



付図-1 押込み載荷試験結果の整理方法



付図-2 引抜き載荷試験結果の整理方法

杭の極限支持力の算定方法を参考にした。杭先端を良質な支持層に杭径程度以上根入れした条件の載荷試験を基に、支持層内の杭先端から杭径程度上方までの杭周面および底面の地盤抵抗を杭先端の極限支持力とする。

付図-1に押込み載荷試験から得られた杭先端の極限支持力と杭の周面摩擦力の整理方法を示す。鋼管先端から上方の2つのひずみゲージから算定した軸力(=A, B)より、鋼管の先端から $1D_g$ 上方の軸力(=C)を外挿して算定した。なお、杭の周面摩擦力は、杭の極限支持力から杭先端の極限支持力を差し引いた値とする。

(2) 引抜き載荷試験の整理方法

引抜き載荷試験結果の整理方法は、道示IV¹⁾における杭の極限引抜き抵抗力の算定方法を参考にした。地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力は、杭の極限支持力算定式の第2項となる最大周面摩擦力に準じた取扱いができる。ただし、引抜き抵抗力の場合には、杭先端位置までの範囲の周面摩擦力を考慮できる。

付図-2に引抜き載荷試験から得られた杭の最大周面摩擦力の整理方法を示す。鋼管先端から上方の2つのひずみゲージから算定した軸力(=A, B)より、鋼管先端の軸力(=C)を外挿して算定している。なお、杭の極限引抜き抵抗力は杭の自重を差し引いた値とし、杭の最大周面摩擦力は、杭の極限引抜き抵抗力から杭先端部に作用する荷重を差し引いた値とする。

参考文献

- 1) 国土交通省：国土交通白書 2015, pp. 122-124, 2015.7.
- 2) NIJ 研究会：ST マイクロパイルタイプ I 設計・施工マニュアル（四訂版），2010.7.
- 3) 国立研究開発法人土木研究所他：共同研究報告書大 282 号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その 3）（6 分冊の 1），2002.9.
- 4) 国立研究開発法人土木研究所他：共同研究報告書大 282 号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その 3）（6 分冊の 2～6 分冊の 6），2002.9.
- 5) 福井次郎，石田雅博，加藤秀章，三木健男：小口径摩擦杭（高耐力マイクロパイル）の支持力特性（その 1）－鉛直交番載荷試験－，土木学会第 54 回年次学術講演会概要集第三部(A)，pp. 892-893, 1999.9.
- 6) Ichimura, Y. Oshita, T. and Sagara, M.: Vertical load tests of micropiles reinforced with steel pipe, Proc. of the Second International Workshop on Micropiles, Ube, Oct. 1999.
- 7) 黒崎和保，村田大宜，小林洋一，岡憲二郎，三木健男：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その 1），第 35 回地盤工学研究発表会，pp. 1843-1844, 2000.6.
- 8) 村田大宜，黒崎和保，岡憲二郎，三木健男，斎藤孝夫：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その 2），第 35 回地盤工学研究発表会，pp. 1845-1846, 2000.6.
- 9) Stuedlein, A. W., Gibson, M. D. and Horvitz, G. E.: Tension and compression micropile load tests in gravelly sand, 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA, August 11-16, 2008.
- 10) 粕谷悠紀，稲川雄宣，高橋真一，山本彰，古関潤一：二重管削孔を用いた高性能小口径杭工法の水平抵抗特性，土木学会論文集 C, Vol. 73, No. 2, pp. 116-130, 2017.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp. 377-456, 2012.3.
- 12) 粕谷悠紀，高橋真一，山本彰，稲川雄宣，渡辺郁夫，北出啓一郎：小口径合成鋼管杭工法「ハイスpekマ イクロパイル工法®」の開発，大林組技術研究所所報，No. 79, pp. 1-8, 2015.
- 13) 日本コンクリート工学会：引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法（案），コンクリート工学年次論文集，Vol. 23, No. 3, 1985.3.
- 14) 村田二郎，河合紘茲：引抜き試験による異形鉄筋の付着強度に関する研究，土木学会論文集，第 348 号/V-1, pp. 113-122, 1984.8.
- 15) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説，2004.9.
- 16) 石井武則，岡原美智夫，茶谷文雄：講座 場所打ち杭・埋込み杭の支持力と設計 7. 施工法と支持力性状，土と基礎，第 38-1 巻，pp. 73-82, 1990.1.
- 17) 岡原美智夫，中谷昌一，田口啓二，松井謙二：軸方向押込み力に対する杭の支持特性に関する研究，土木学会論文集，No. 418/III-13, pp. 257-266, 1990.6.
- 18) 国立研究開発法人土木研究所：杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料第 4139 号，2009.3.
- 19) 宇都一馬，冬樹衛，桜井学：杭の載荷試験結果の整理方法，基礎工，pp. 21-30, 1982.9.
- 20) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，2007.1.
- 21) 岡原美智夫：道路橋基礎の設計基準化に関する研究と展望，土木学会論文集，No. 784/VI-66, pp. 1-18, 2005.3.
- 22) 小暮哲也，青木久，前門晃，松倉公憲：琉球石灰岩の一軸圧縮強度に与える寸法効果と岩盤物性の影響，応用地質，第 46 巻，第 1 号，pp. 2-8, 2005.

(2016. 12. 28 受付)

CHARACTERISTIC OF WORK PROGRESS, QUALITY AND VERTICAL BEARING OF HIGH STANDARD MICRO-PILES METHOD CONSTRUCTED BY DOUBLE TUBE EXCAVATION

Yuki KASUYA, Yusen INAGAWA, Shinichi TAKAHASHI,
Akira YAMAMOTO and Junichi KOSEKI

The “high-standard micro-piles method” which is also possible at a narrow space, low altitude head condition and low cost has been developed as a new construction method for reinforcing existing foundation structures. Micro-piles are constructed with double tube excavation using by boring machine. After inserting a steel pipe into the hole, grouts are filled both inside and outside of pile.

This paper describes the results of adhesion tests between pile and grout, field tests, compression loading tests, pull-out loading tests, and trail digging of compression loading test pile. By these test results, the following things could be confirmed. 1) It is possible that maximum adhesion stress between piles and grouts was estimated from unconfined compression strength of grouts, 2) It was confirmed that end improved soils were satisfied with diameters and strengths, 3) Covering depth of grout was more than 20mm, 4) Ultimate bearing capacity was evaluated the bearing capacity formula of micro-piles by cast in place pile in specifications for highway bridges.