

コマ型碎石補強体を有する小口径鋼管を用いた地盤補強工法の開発

渡辺 佳勝 市村 仁志 スウ ガイキ 樽 敬祐^{*1}
Yoshikatsu Watanabe, Hitoshi Ichimura, Kaiqi Zou, Keisuke Taru

概 要

筆者らは、戸建住宅や集合住宅に用いられる小口径鋼管（以下、補強材）を用いた杭状地盤補強工法のコスト及びCO₂排出量の削減を目的とし、補強材の頭部にコマ型の碎石補強体（以下、碎石部）を設けた新たな地盤補強工法を開発した。本工法は、補強材の支持力に碎石部の支持力を累加できるため、補強材のサイズダウンが可能となり、コスト及びCO₂排出量を削減することができる。本工法の支持力は、全国で実施した鉛直載荷試験と有限要素（FEM）解析を実施した結果、碎石部の支持力は有効断面積に依存し、補強材形状や土質による差は小さく、基礎形式に関わらず高い支持性能を発揮することが確認された。

Development of a Ground Reinforcement Method Using Small-Diameter Steel Pipes with Cone-Shaped Crushed Stone

Abstract

A new ground reinforcement method has been developed for houses and apartment complexes using small-diameter steel pipes (reinforcement members) with a cone-shaped crushed stone reinforcement element (crushed stone section) installed at the pipe head. This method aims to reduce construction costs and CO₂ emissions by combining the bearing capacity of the crushed stone section with that of the reinforcement member, allowing for downsizing of the steel pipe. Vertical loading tests conducted at multiple sites nationwide and finite element method (FEM) analyses confirmed that the bearing capacity of the crushed stone section depends on its effective cross-sectional area, with minimal influence from the shape of the reinforcement member or soil conditions. Furthermore, the method demonstrated high bearing performance regardless of foundation type, confirming its effectiveness as a cost-efficient and environmentally friendly ground reinforcement solution.

キーワード：小口径鋼管、碎石、コマ型、鉛直支持力、鉛直載荷試験、有限要素法

^{*1} 大和ランテック株式会社

1. はじめに

近年、鋼材の価格上昇が著しく、この傾向は今後も続く可能性が高い。この影響を受け、小規模建築物の地盤補強に用いられる小口径鋼管による杭状地盤補強工法（以下、小口径鋼管工法）も価格が上昇し、その他の杭状地盤補強工法との価格差が拡大している。その結果、小口径鋼管工法に適した地盤であっても採用が困難な状況が生じている。また、CO₂の排出による地球温暖化が深刻化しており、その抑制が求められている。

このような背景から、筆者らは日本全国で採取可能で汎用性があり、価格変動が小さく、支持力が安定し、CO₂排出量が少ない碎石に着目した。そして、小口径鋼管工法と碎石を組み合わせた新たな地盤補強工法（以下、本工法）を開発した。

2. 本工法の概要と技術的特徴

2.1 工法概要

図1に工法概要を示す。本工法は、小口径鋼管（以下、補強材）の頭部にコマ型の碎石補強体（以下、碎石部）を設けることで、支持力増大による補強材のサイズダウンを可能とし、コスト及びCO₂排出量の削減を図った工法である。補強材は、既に小口径鋼管工法として第三者認証を取得しているD-TEC PILE工法II¹⁾及びALKTOP II工法（拡底型・ストレート型）^{2,3)}を用いた。また、碎石部は、古くから土木分野の軟弱地盤対策として用いられてきたコマ型基礎の実績と施工性を考慮し、コマ型形状とした。

2.2 支持力機構

本工法の支持力機構は、小口径鋼管工法の鉛直支持力と碎石部の鉛直支持力を累加したものである。本工法の支持力機構を図2に示す。D-TEC PILE工法II PLUS及びALKTOP II工法PLUS（拡底型）は、拡底型であり周面抵抗力を期待していないため、補強材の先端支持力に碎石部の鉛直支持力を累加する。一方、ALKTOP II工法PLUS（ストレート型）は、周面抵抗力を期待しているが、碎石部の影響により、本来の周面抵抗力が期待できない範囲が存在する。その範囲は、鉛直載荷試験及び有限要素解析により、補強材天端より $1D_g$ （ D_g ：碎石部径）以下の範囲であることを確認した。このため、この範囲の周面抵抗力を除いた補強材の鉛直支持力と碎石部の鉛直支持力を累加することとした。

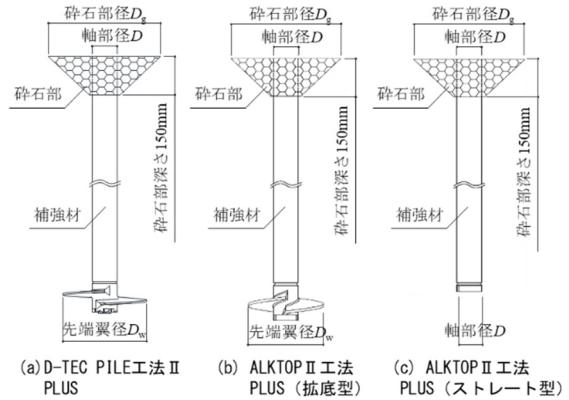


図1 工法概要

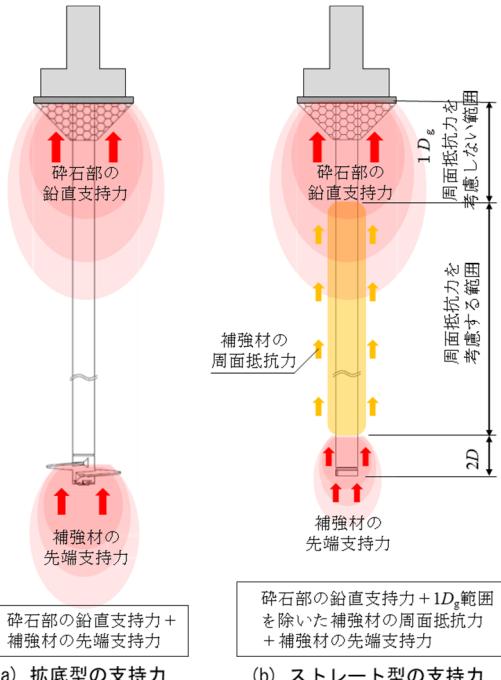


図2 支持力機構

表1 工法仕様

項目	仕様
軸部径 D (mm)	89.1, 101.6, 114.3, 139.8
先端翼径 D_w (mm)	碎石部径より小さいものを選択 ※ストレート型はなし
碎石部径 D_g (mm)	400~500
碎石部深さ (mm)	150
碎石材	クラッシャラン (C-40) 再生碎石 (RC-40, RM-40)

表2 適用地盤

工法 項目	D-TEC PILE 工法II PLUS	ALKTOP II工法PLUS	
		拡底型	ストレート型
補強材先端付近の地盤	砂質土地盤 (礫質土を含む)	砂質土地盤 (礫質土を含む) 粘性土地盤	
補強材周辺の地盤	—	—	砂質土地盤 粘性土地盤
碎石部付近の地盤	砂質土地盤, 粘性土地盤		

2.3 工法仕様と適用地盤

工法仕様を表1に、適用地盤を表2に示す。小口径鋼管工法部分の仕様は、事前に取得している建築技術性能証明（以下、既証明）の内容に準ずる。

2.4 施工手順

施工手順の例を図3に示す。本工法は、既証明と同様の施工管理方法で補強材の施工を完了した後に根切りを行い、碎石部を施工する。

2.5 碎石部の施工品質管理

碎石部の施工状況の例を写真1に示す。碎石部の施工は、補強材をガイドとして専用の施工治具を回転貫入し、補強材頭部周辺をコマ型に掘削する。碎石部の径及び深さの管理は、施工治具天板と補強材頭部の接触により確認し、空回りによる振動の低減と観測窓による目視で行う。施工治具の動力は、汎用性の高い電動アースオーナーを用いる。次に補強材頭部にキャップを被せ、コマ型に掘削した部分に碎石を充填し転圧する。碎石部の転圧管理は、転圧機が補強材頭部を周回する回数で判断し、3回以上とする。なお、碎石天端が補強材天端より30mm以上低くなる場合は、碎石を追加し再転圧を実施する。転圧機は、ランマ又はバイブルコンパクタとする。

3. 鉛直載荷試験

3.1 鉛直載荷試験の概要

支持力性能の確認を目的として鉛直載荷試験を実施した。表3に試験体仕様を示す。なお、補強材と碎石部を合わせて補強体と称する。

試験は、表4に示す内容にて実施した。なお、載荷板は、碎石部径と同径（ $\phi 400\text{mm}$, $\phi 500\text{mm}$ ）及び布基礎を想定した長方形（ $500\text{mm} \times 1200\text{mm}$ ）の鉄板とし、試験体頭部に設置した。補強体の極限支持力は、頭部変位が碎石部径の10%に達した時の荷重とし、反力不足により頭部変位が碎石部径の10%に達する前に試験を終了した試験体は、荷重保持が確認できた最大の荷重を極限支持力とした。碎石部の支持力は、碎石部直下に貼付したひずみゲージの測定値より換算した補強材の軸力を、頭部荷重から減じることで求めた。

3.2 鉛直載荷試験の結果

表5～表7に試験結果を、図4に補強材ごとの全試験体の頭部荷重-頭部変位関係を、図5に荷重

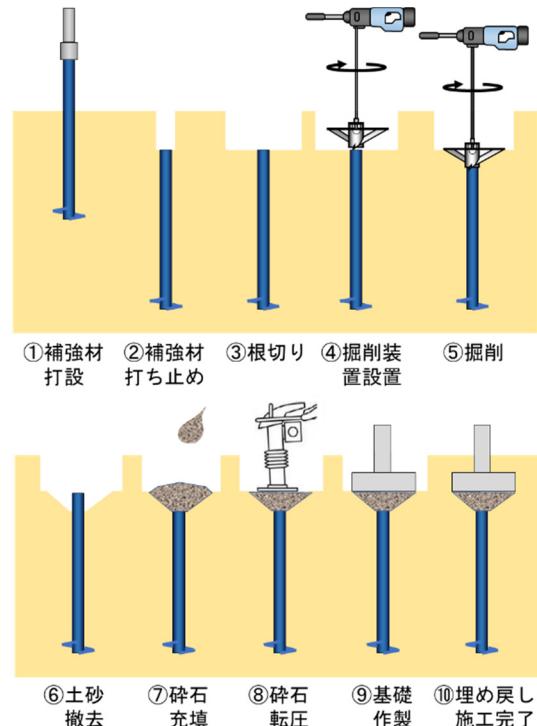


図3 施工手順の例



写真1 碎石部施工状況例

—頭部変位関係の例を、図6に碎石部支持力係数 α_g —頭部平均 N' 値の関係を示す。

碎石部の支持力性能は、鉛直載荷試験結果から求めた極限支持力を式(1)に代入し、碎石部支持力係数 α_g の値を求め、各仕様を比較した。

表3 試験体仕様

No.	試験場	試験地	試験体No. [*]	試験体仕様			
				補強材			碎石部
				軸部径D(mm)	先端翼径D _w (mm)	長さL(m)	径D _g (mm)
1	泉	福島県いわき市泉町	I-1-D	101.6	350	4.20	400
2			I-2-AK	114.3	350	4.20	400
3	栗山	茨城県猿島郡境町栗山	K-1-AS	89.1	—	7.70	500
4	西原	茨城県猿島郡境町西原	S-1-AS	89.1	—	2.50	400
5			S-1-AS-P	89.1	—	2.50	400
6			S-2-AS	139.8	—	2.50	500
7			S-2-AS-P	139.8	—	2.50	500
8	川島	埼玉県比企郡川島町	Kw-1-AS	89.1	—	12.00	400
9	桃里	静岡県沼津市桃里	N-1-AK	114.3	350	3.20	400
10			N-2-AK	114.3	350	3.20	500
11			N-3-AS	114.3	—	2.40	400
12	大塚	鳥取県倉吉市大塚	O-1-D	101.6	350	4.70	500
13			O-2-AK	101.6	310	4.70	500
14			O-3-AS	114.3	—	4.70	500
15	城島	福岡県久留米市城島	J-1-D	101.6	350	7.25	500
16			J-2-AK	101.6	310	7.25	500
17			J-3-AS	101.6	—	7.25	500
18	八代	熊本県八代市上鏡	Y-1-D	139.8	450	2.70	500
19			Y-2-AK	139.8	420	2.70	500

※D : D-TEC PILE工法 II, AK : ALKTOP II工法 (拡底型),

AS : ALKTOP II工法 (ストレート型), P : 載荷板500mm×200mm

$$\alpha_g = (R_u - R_p) / (\bar{N}'_g \cdot A_g) \quad (1)$$

ここに, α_g : 碎石部支持力係数 R_u : 補強材の極限支持力 (kN) R_p : R_u 時の補強材支持力 (kN) \bar{N}'_g : 頭部平均 N' 値(碎石部下端から $1D_g$ と $2D_g$ の範囲における N' の平均値のうちいざれか小さい値) N' : スクリューエイト貫入試験による換算 N 値 A_g : 碎石部の有効断面積 (m²) $A_g = \pi \cdot (D_g^2 - D^2) / 4$ 表4 試験方法⁴⁾

管理項目	管理内容	
	4段階まで	5段階以降
載荷方式	多サイクル段階載荷方式	多サイクル連続載荷方式
荷重 保持 時間	新規荷重 履歴荷重 0荷重	30分 1分 2分 0分 15分 0分
測定時間	1,2,5,10,15,30分	段階毎
荷重段階数		8段階以上

注)1段階の荷重は、補強材の短期支持力を4で除した値程度で設定した。

表5 試験結果 (D-TEC PILE工法 II)

No.	試験場	試験体No.	試験体仕様				地盤条件			載荷試験結果				
			補強材		碎石部		頭部		先端		補強材極限支持力R _u (kN)	補強材極限支持力R _p (kN)	碎石部極限支持力R _g (kN)	α _g
			軸部径D(mm)	先端翼径D _w (mm)	長さL(m)	径D _g (mm)	土質	bar _g	土質	bar _i				
1	泉	I-1-D	101.6	350	4.20	400	砂質土	5.91	砂質土	16.69	388.1	262.5	125.6	180.9
12	大塚	O-1-D	101.6	350	4.70	500	粘性土	2.36	砂質土	10.63	301.0	229.0	72.0	162.1
15	城島	J-1-D	101.6	350	7.25	500	砂質土	3.86	砂質土	4.06	223.2	97.8	125.4	172.6
18	八代	Y-1-D	139.8	450	2.70	500	砂質土	4.43	砂質土	12.64	547.6	417.7	129.9	162.0

表6 試験結果 (ALKTOP II工法 (拡底型))

No.	試験場	試験体No.	試験体仕様				地盤条件			載荷試験結果				
			補強材		碎石部		頭部		先端		補強材極限支持力R _u (kN)	補強材極限支持力R _p (kN)	碎石部極限支持力R _g (kN)	α _g
			軸部径D(mm)	先端翼径D _w (mm)	長さL(m)	径D _g (mm)	土質	bar _g	土質	bar _i				
2	泉	I-2-AK	114.3	350	4.20	400	砂質土	5.91	砂質土	14.12	417.7	296.1	121.6	178.3
9	桃里	N-1-AK ^{**}	114.3	350	3.20	400	砂質土	4.68	砂質土	12.90	405.5	294.8	110.7	204.9
10		N-2-AK ^{**}	114.3	350	3.20	500	砂質土	4.95	砂質土	12.90	390.5	242.8	147.7	160.3
13	大塚	O-2-AK	101.6	310	4.70	500	粘性土	2.36	砂質土	10.75	283.1	210.5	72.6	163.5
16	城島	J-2-AK	101.6	310	7.25	500	砂質土	3.86	砂質土	3.71	217.5	95.7	121.8	167.6
19	八代	Y-2-AK	139.8	420	2.70	500	砂質土	4.43	砂質土	12.52	476.8	327.0	149.8	186.8

※補強材頭部変位量が碎石部径の10%に達する前に試験を終了したため、最大変位量の荷重を極限支持力とした。

表7 試験結果 (ALKTOP II工法 (ストレート型))

No.	試験場	試験体No.	試験体仕様				地盤条件				載荷試験結果							
			補強材		碎石部		頭部		周面(砂質土)		周面(粘性土)		先端		補強材極限支持力R _u (kN)	補強材極限支持力R _p (kN)	碎石部極限支持力R _g (kN)	α _g
			軸部径D(mm)	先端翼径D _w (mm)	長さL(m)	径D _g (mm)	土質	bar _g	土質	bar _s	有効長さL _s (m) ^{※1}	bar _c	有効長さL _c (m) ^{※1}	土質	bar _i			
3	栗山	K-1-AS	89.1	—	7.70	500	粘性土	3.11	5.45	3.50	1.93	2.75	砂質土	6.15	157.0	60.1	96.8	163.8
4	西原	S-1-AS	89.1	—	2.50	400	粘性土	3.34	—	—	3.03	1.50	粘性土	—	96.8	20.4	76.4	191.6
5		S-1-AS-P	89.1	—	2.50	400	粘性土	3.34	—	—	3.03	1.50	粘性土	—	211.6	20.7	76.2	191.0
6		S-2-AS	139.8	—	2.50	500	粘性土	3.27	—	—	3.03	1.50	粘性土	—	149.0	45.8	103.2	174.3
7		S-2-AS-P	139.8	—	2.50	500	粘性土	3.27	—	—	3.03	1.50	粘性土	—	260.8	46.6	102.4	172.9
8	川島	Kw-1-AS	89.1	—	12.00	400	粘性土	2.67	—	—	1.90	11.67	粘性土	4.10	139.9	54.2	85.7	268.9
11	桃里	N-3-AS ^{※2}	114.3	—	2.40	400	砂質土	4.68	10.90	2.02	—	—	砂質土	17.72	350.7	128.9	221.8	410.7
14	大塚	O-3-AS	114.3	—	4.70	500	粘性土	2.36	—	—	3.24	4.32	砂質土	10.75	196.7	84.7	112.1	255.2
17	城島	J-3-AS	101.6	—	7.25	500	砂質土	3.86	—	—	2.47	6.90	砂質土	3.47	203.4	68.0	135.4	186.4

※1 碎石部下部のひずみゲージから補強材先端のひずみゲージまでの長さを有効長さとした。

※2 補強材頭部変位量が碎石部径の10%に達する前に試験を終了したため、最大変位量の荷重を極限支持力とした。

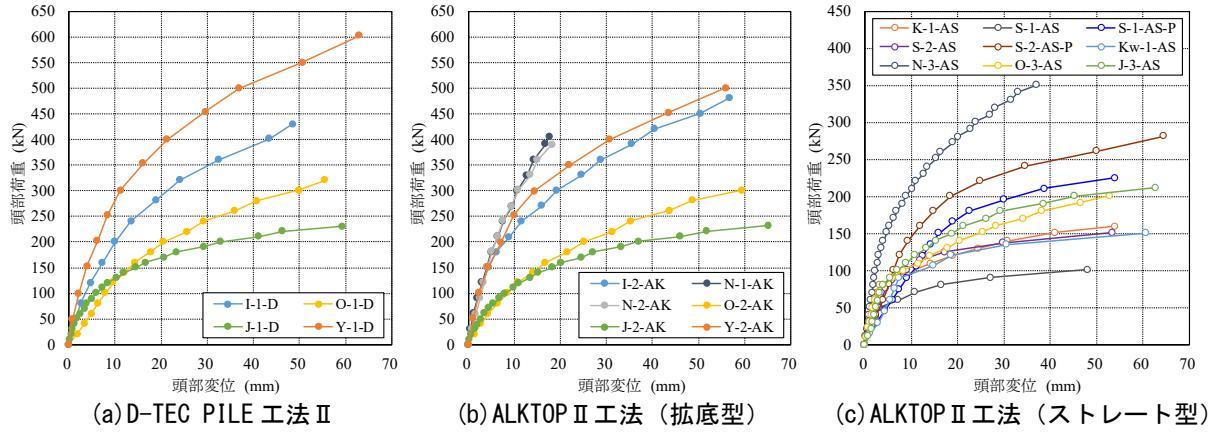


図4 補強材ごとの全試験体の頭部荷重－頭部変位関係

3.3 鉛直載荷試験結果の考察

表7の西原試験場で実施した同一地盤における碎石部径 $\phi 400\text{mm}$ と $\phi 500\text{mm}$ の碎石部の支持力を比較した結果、碎石部の有効断面積が大きくなると支持力も大きくなることを確認した。また、同じく西原試験場で実施した同一地盤における碎石部径と同径の載荷板と布基礎を想定した載荷板の碎石部の支持力を比較した結果、異なる載荷板であっても支持力に大きな差異はなかった。

図4の(a)D-TEC PILE 工法 IIと(b)ALKTOP II 工法(拡底型)の頭部荷重－頭部変位関係を比較した結果、両工法は同じ傾向を示し、先端翼の形状によらず支持力を発揮することを確認した。

図5の(a)拡底型では、補強材の荷重が増すごとに頭部変位も増えている。碎石部は荷重が増すごとに頭部変位も増えているが、途中から横ばいとなっている。一方、(b)ストレート型では、碎石部の荷重が増すごとに頭部変位も増えているのに対し、補強材は初期に変位が小さく急激に荷重が増え、降伏したような挙動をした後に横ばいとなっている。拡底型とストレート型の挙動の違いは、先端翼の有無による周面抵抗力の影響が原因であると考えられる。

図6の α_g と頭部平均 N' 値の関係を土質ごとに比較した結果、ストレート型で一部 α_g が大きいが、最低値については、補強材の形状及び土質の違いによって大きな差異はなかった。

4. 有限要素解析

4.1 有限要素解析の概要

本解析は、ALKTOP II 工法(ストレート型)を解析対象とし、碎石部が補強材の周面抵抗に及ぼす影響範囲及び建物の基礎形式の違いによる補強体鉛直支持力への影響について、有限要素(FEM)解析を実施した。

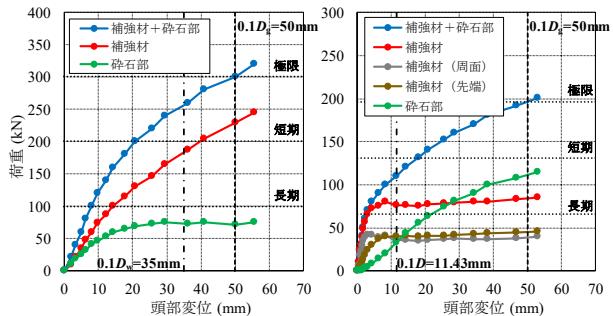


図5 荷重－頭部変位関係の例

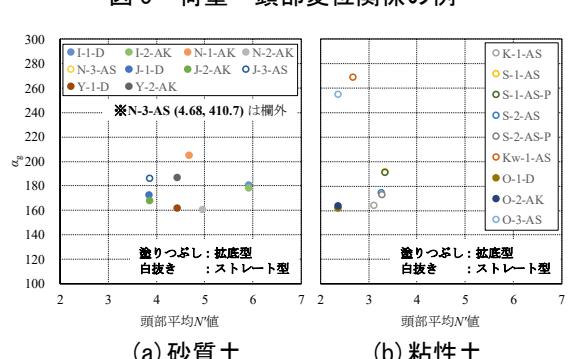


図6 α_g と頭部平均 N' 値の関係

4.2 碎石部が補強材の周面抵抗に及ぼす影響範囲

の検討

本解析は、解析ソフト FEA NX を用いて補強体と周辺地盤をモデル化し、補強体の頭部変位が 50 mm(極限支持力時)になった際の補強材と周辺地盤の鉛直変位の差を確認した。

解析モデルを図7に、補強材と碎石部の解析諸元を表8に示す。周辺地盤は図8に示すように、異なる土質条件による補強材の周面抵抗への影響を検討するために、深さ方向に周辺部と先端部の2層に分割した。周辺地盤の解析諸元は表9に、本解析の解析ケースとパラメータは表10に示す。なお、周辺部の土質ごとの N' 値は鉛直載荷試験を実施した地盤の最小値とした。

補強材と周辺地盤の間には周面抵抗と滑りを考慮できるジョイント要素を設置した。ジョイント要素の剛性は、隣接する補強材と周辺地盤の剛性から計算された値を採用した。また、ジョイント要素の材料特性をクーロン摩擦⁵⁾とし、粘着力と内部摩擦角は周辺地盤の特性に応じて設定した。

周辺地盤の境界条件は、底面を固定条件とし、側面は鉛直ローラーとした。また、1/2 モデルで解析を実施するため、対称面の XZ 面に対称条件を設定した。解析条件として、補強材頭部と碎石部に鉛直方向の強制変位 50mm を段階的に与えた。

図 9 に極限支持力に達したときの補強体及び周辺地盤の鉛直変位のコンター分布を示す。「建築基礎構造設計指針」では、土質別に補強材と周辺地盤との間に発生する周面抵抗力度と変位の関係が図 10 のように示されている⁶⁾。トリリニアモデルにより最大周面抵抗力が確保できる第 2 折れ点の変位は、砂質土で 20 mm、粘性土で 10 mm である。すなわち、これらの変位より補強材と周辺地盤の相対変位が小さい範囲では、碎石部の変位に伴い周辺地盤と補強材が同調して変位していると考えられるため、補強材の周面抵抗が既証明の通りに発現しない可能性がある。そのため、本解析では、碎石部が補強材の周面抵抗に及ぼす影響範囲を、相対変位が砂質土で 20 mm、粘性土で 10 mm 以下とした。

したがって、図 9 から極限支持力に達した際の補強材と周辺地盤の相対変位を確認すると、周辺部の砂質土地盤では 0.37m (碎石部径 D_g の約 0.74 倍)、粘性土地盤では 0.33m (碎石部径 D_g の約 0.66 倍) までの範囲が補強材の周面抵抗の影響範囲であると判断した。これらの結果をもとに、図 2 に示したように補強材天端から $1D_g$ の範囲の補強材の周面抵抗力は考慮しないこととした。

4.3 建物の基礎形式の違いによる碎石部の支持力への影響の検討

本工法は、各種基礎形式の建物に適用するため、基礎形式が碎石部の支持力に与える影響を確認した。試験場の中で、軟弱層が最も厚く堆積している川島試験場の鉛直載荷試験結果によるシミュレーション解析を行い、計 2 種類の載荷板の大きさをパラメータとした解析を実施した。

4.2 節で述べた解析モデルを基本とし、試験体 Kw-1-AS の試験条件に合わせて解析モデルの諸元を調整した。例えば、周辺地盤の物性を川島試験場の実地盤の値に変更し、碎石部は直径 400mm、厚

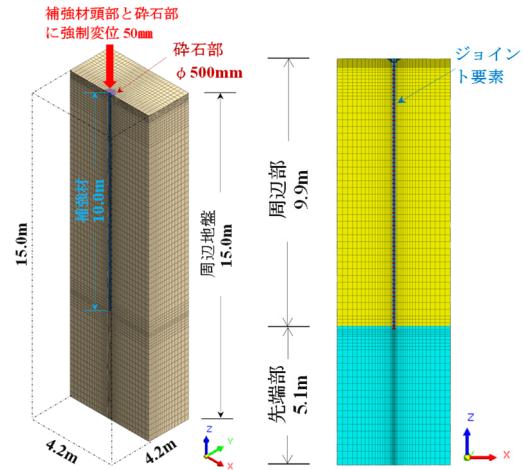


図 7 解析モデル 図 8 地盤の分割方法

表 8 補強材と碎石部の解析諸元

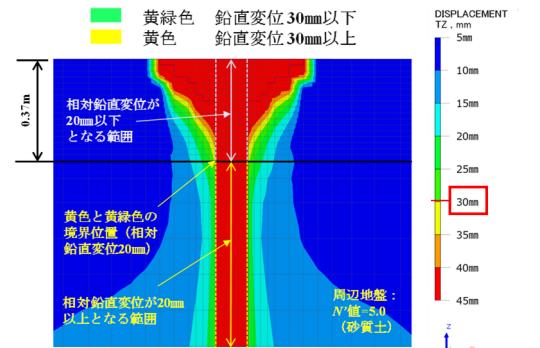
部位	径 (mm)	長さ (m)	密度 (t/m ³)	単位体積重量 (kN/m ³)	ボアソン比	解析要素	復元力特性
補強材	114.3	10.00	7.85	—	0.30	ソリッド	弾性
碎石部	500.0	0.15	—	22.54	0.35	ソリッド	弾性

表 9 周辺地盤の解析諸元

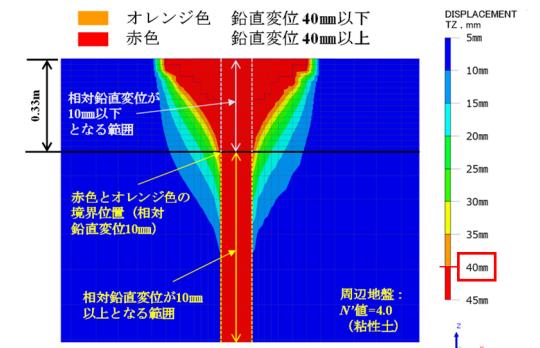
土質	密度 (t/m ³)	ボアソン比	復元力特性	降伏基準	内部摩擦角 (°)	粘着力 (kN/m ²)	ヤング係数 (kN/m ²)
砂質土	1.77	0.35	完全弾塑性	Mohr-Coulomb	$\sqrt{15N^2+15}$	0.1	2800N'
粘性土	1.62	0.4	完全弾塑性	Mohr-Coulomb	0.1	$0.75 \cdot 12.5N^2/2$	2800N''

表 10 解析ケースと解析パラメータ

解析ケース	地盤の周辺部		地盤の先端部	
	N' 値	土質	N' 値	土質
①	5.0	砂質土	4.0	粘性土
②	2.4	粘性土	4.0	粘性土



(a) 解析ケース①



(b) 解析ケース②

図 9 鉛直変位のコンターフィル

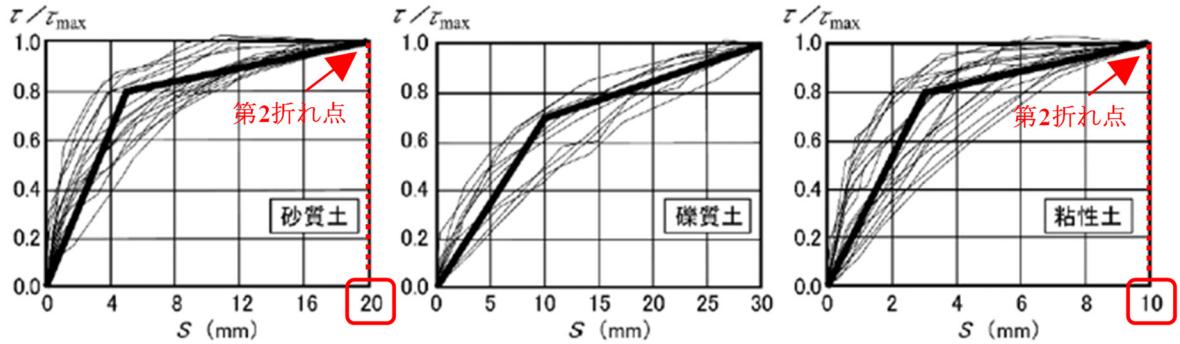
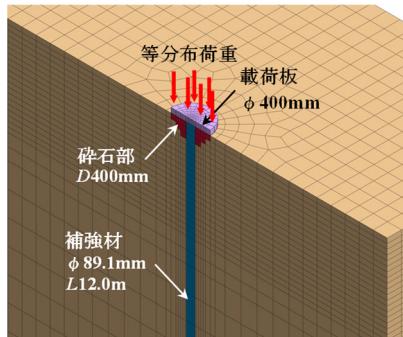
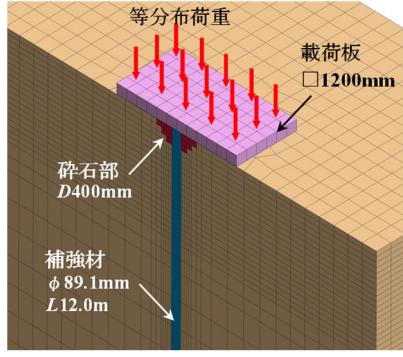


図 10 杭周面抵抗力度と変位の関係⁶⁾に加筆



(a) 載荷板 $\phi 400\text{mm}$



(b) 載荷板 $\square 1200\text{mm}$

図 11 解析モデル
(補強体頭部付近)

さ 150mm, 補強材は長さ 12.0m, 軸部径 89.1mm のストレート型とした。また, 解析のパラメータである載荷板の大きさは図 11 に示すように, 鉛直載荷試験と同条件の $\phi 400\text{mm}$ とベタ基礎を想定した $\square 1,200\text{mm} \times 1,200\text{mm}$ (以下, $\square 1200\text{mm}$) の 2 種類の載荷板を弾性ソリッド要素としてモデル化し, 鉛直方向の分布荷重を作用させて解析を実施した。

図 12 に補強体の鉛直力-鉛直変位関係を示す。鉛直載荷試験と同条件の載荷板 $\phi 400\text{mm}$ モデルの解析値は, 実験値とおむね一致していることを確認した。また, 補強体頭部の鉛直変位が 40mm に達した際 (極限時) に, 載荷板 $\square 1200\text{mm}$ モデルの鉛直

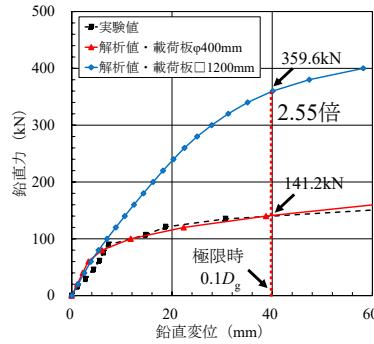
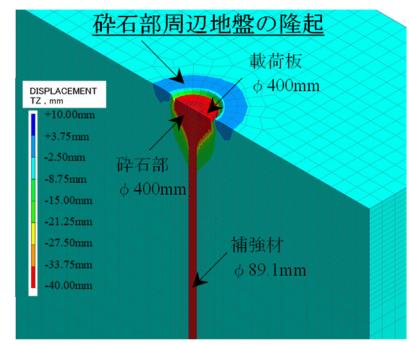
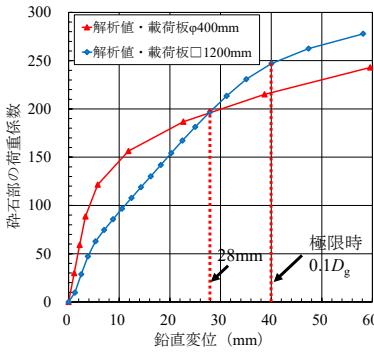


図 12 補強体の鉛直力-鉛直変位関係



(a) 載荷板 $\phi 400\text{mm}$



(b) 載荷板 $\square 1200\text{mm}$

図 12 補強体の鉛直力-鉛直変位関係

支持力は, $\phi 400\text{mm}$ モデルの約 2.55 倍であることを確認した。図 13 に碎石部の荷重係数-鉛直変位関係を示す。碎石部の荷重係数は, 各解析ステップにおいて補強体と補強材の支持力の解析結果を式(1)に代入して求めたものである。鉛直変位が 28mm 以下の領域では, $\square 1200\text{mm}$ モデルの荷重係数は $\phi 400\text{mm}$ モデルより小さいが, 鉛直変位が 28mm を超えると, 荷重係数の大小関係が逆転し, $\square 1200\text{mm}$ モデルが $\phi 400\text{mm}$ モデルを上回る結果となった。その要因は, 図 14 に示すように, $\phi 400\text{mm}$ モデルでは載荷板周辺の地盤が隆起しているのに対し, $\square 1200\text{mm}$ モデルでは載荷板の下部地盤と補強体が

一体で変位し、周りの地盤が碎石部を拘束する効果がより高まるため、荷重係数の増加につながったと考えられる。したがって、建物の基礎形状によって荷重係数-鉛直変位関係の傾向は異なるが、碎石部の鉛直支持力は確保できることを確認した。

5. まとめ

本工法の鉛直載荷試験及び有限要素解析を行い、以下の結論、知見を得た。

- (1) 碎石部の鉛直支持力は、碎石部の有効断面積が大きくなると支持力も大きくなり、先端部の形状によらず支持力が発揮されることを確認した。
- (2) 拡底型は、補強材に載荷する荷重を増すごとに頭部変位も増えるが、ストレート型では、載荷する荷重に対して初期の変形が非常に小さく、初期剛性が高いことを確認した。
- (3) 碎石部の支持力係数 α_g は、補強材の形状及び土質の違いによって最低値に大きな差異はなかった。
- (4) 碎石部が補強材の周面抵抗に及ぼす影響範囲は、碎石部径と同程度であることを確認した。
- (5) 布基礎及びべた基礎を介して試験体を載荷しても、補強体単体を載荷した場合と比較して、同等以上の支持力性能が得られることを確認した。

本工法は碎石部及び碎石部周辺地盤を締め固めることから、地震時における水平変位及び液状化被害の抑制効果が期待できる。今後はこれらについても解明していきたい。

参考文献

- 1)日本建築総合試験所、建築技術性能証明評価シート、D-TEC PILE 工法 II,
https://www.gbrc.or.jp/assets/documents/center/gijyutu_ninsho_pdf/gbrcat_14-29.pdf (参照 2025-08-28)
- 2)日本建築総合試験所、建築技術性能証明評価シート、ALKTOP II 工法 (拡底型),
https://www.gbrc.or.jp/assets/documents/center/gijyutu_ninsho_pdf/gbrcat_17-37.pdf (参照 2025-08-28)
- 3)日本建築総合試験所、建築技術性能証明評価シート、ALKTOP II 工法 (ストレート型),
https://www.gbrc.or.jp/assets/documents/center/gijyutu_ninsho_pdf/gbrcat_17-39.pdf (参照 2025-08-28)
- 4)地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説〔第一回改訂版〕 pp. 33-37, 2002.
- 5)マイダスアイティジャパン：GTS NX ユーザーマニュアル, pp. 287-288, 2021.
- 6)日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp. 226-227, 2019.

執筆者紹介



渡辺 佳勝
学士（工学）

ひとこと

杭状地盤補強は基礎直下の支持力を考慮することができませんでしたが、本工法により評価できることで、コスト削減や環境負荷低減に貢献することができました。今後も事業部へ貢献できる開発に取り組んでまいります。