

山留め壁基礎工法（FERET WALL 工法）の開発

山黒 寛矢	土佐内 優介
岸 俊甫	三嶋 伸也 ^{※1}
赤羽 央次 ^{※1}	陳 イェンルー ^{※1}
小山 健一 ^{※2}	小池 岳明 ^{※2}

概 要

筆者らは、仮設物の有効利用や基礎構造合理化の観点から、山留めとして使用されるソイルセメント柱列壁を本設杭とし建物の支持が可能な山留め壁基礎工法（FERET WALL工法）を開発した。ソイルセメント柱列壁を本設杭として利用するにあたり、支持力を確保するため、従来工法よりも強度の高いソイルセメントの築造や高度な品質管理が必要となる。本報では、本工法で定めた品質管理手法で築造された単軸ソイルセメント杭の、①管理方法の妥当性確認を目的とした実大施工実験、②支持性能の確認を目的とした実大鉛直載荷実験を実施した結果について報告する。

結果として、①本工法の品質管理により上質なソイルセメント杭の築造が可能である、②築造したソイルセメント杭の極限鉛直支持力が評価式を満足することを確認した。

Development of the Foundation of Earth RETaining WALL Method (FERET WALL Method)

Abstract

The authors have developed the Foundation of Earth RETaining WALL method (FERET WALL method), a construction method that enables buildings to be supported by using soil-cement column walls—typically employed as temporary earth-retaining walls—as permanent piles. To apply soil-cement column walls as permanent piles, it is necessary to construct soil cement with higher strength than in conventional methods and to implement advanced quality control.

In this report, results are presented from (i) a full-scale construction test to verify the validity of the quality control procedures established in this method, and (ii) a full-scale vertical loading test to confirm the bearing capacity of single axis soil-cement piles constructed under these procedures.

The results confirmed that (i) the quality control procedures of this method make it possible to construct high-quality soil-cement piles, and (ii) the ultimate vertical bearing capacity of the constructed soil-cement piles exceeded the values predicted by the evaluation formula.

キーワード：山留め、ソイルセメント柱列壁、施工実験、
一軸圧縮強さ、鉛直載荷実験、鉛直支持力

※ 1 東京支店
※ 2 設計統括部

§1. はじめに

1.1. 背景

仮設構造物の山留め壁とし建物外周部に設置されたソイルセメント柱列壁は、工事終了後地中に残置されることが一般的である。一方で、地下工事の大規模化に伴い、コストの増大や工事期間の長期化が課題として挙げられ、設計及び施工に際して基礎構造の合理化が求められている。そこで筆者らは、ソイルセメント柱列壁を本設杭として利用し荷重の一部を負担することで、建物外周部の杭の削減を行い、コストダウン及び工期短縮を目的とした山留め壁基礎工法（FERET WALL工法）を開発した。ソイルセメント柱列壁を本設杭として利用するにあたり、支持力を確保するため、従来工法よりも強度の高いソイルセメントの築造や高度な品質管理が必要となる。本報では、本工法で定めた品質管理手法により築造された単軸ソイルセメント杭の、①管理方法の妥当性確認を目的とした実大施工実験、②支持性能の確認を目的とした実大鉛直載荷実験を実施した結果について報告する。

1.2. 工法概要

図1に山留め壁基礎工法の概要図を示す。本工法はソイルセメント柱列壁が、芯材フランジ面に打設した頭付きスタッドなどの接合部材を介して地下躯体と接続することで、本設杭として建物外周の荷重を一部負担するものである。ソイルセメント柱列壁は、従来の削孔混練機を使用しつつ、本工法において厳しく定めた施工規定および品質管理により、本設杭としての性能を確保している。建物外周の荷重は躯体から頭付きスタッドを介し芯材に、芯材からソイルセメントに、ソイルセメントから地盤に伝達する機構である。支持力は、「2018年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」¹⁾に記載されている地盤改良体の支持力と同等としており、後述する実大鉛直載荷実験にて支持性能を確認した。杭体耐力はソイルセメントと芯材間の付着強度、ソイルセメントと芯材の先端支圧強度、ソイルセメントと芯材に取り付けたシアコネクタの支圧強度の和であり、先端支圧強度と支圧強度については文献²⁾にて性能確認実験を実施した。本工法の特徴として、①設計に必要な範囲（ソイルセメント下部）と必要でない範囲（ソイルセメント上部）でソイルセメントの配合強度を切替えることが出来ること、②設計で必要な範囲のソイルセメント強度は1~5N/mm²から自由に設定できること、③芯材の先端に頭付きスタッド（写真1）やバーリングシアコネクタ（写

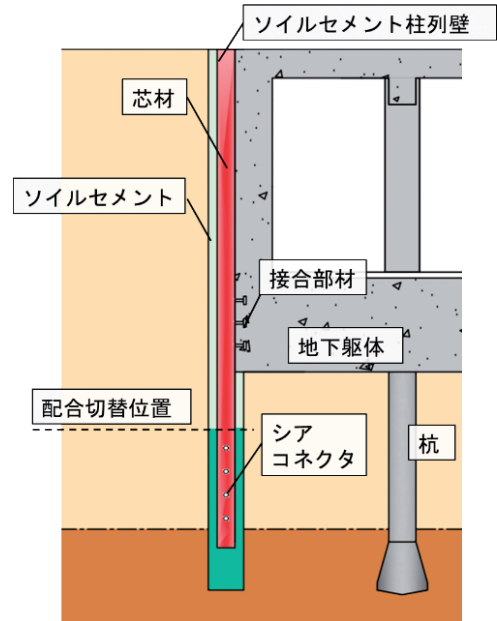


図1 山留め壁基礎工法の概要図



写真1 頭付きスタッド 写真2 バーリングシアコネクタ

真2)などのシアコネクタを取り付けることで、ソイルセメントと芯材の一体性が増し強度を高めることができることなどが挙げられ、建物の要求性能に応じて合理的な杭体の設計が可能となる。

また、本工法は「FERET WALL工法（山留め壁基礎工法）」として一般財団法人ベターリビングにて2023年10月に技術審査証明、2024年6月に評定を取得している。

§2. 実大施工実験

2.1. 実大施工実験概要

2.1.1. 実験概要

表1に試験体一覧を、図2にボーリング柱状図と試験体概要を示す。実験は茨城県猿島郡にて実施した。配合切り替えの有無、支持層の土質、先端のシアコネクタの種類をパラメータとして単軸ソイルセメント杭を築造し、管理方法の妥当性、未固結試料およびコア試料の一軸圧縮試験による高強度部ソイルセメントの品質確認を行った。配合切替のある試験体では、ソイルセメント上部は一般的なソイルセメント柱列壁と同

表 1 試験体一覧

No.	支持層		削孔径	ソイル セメント長 [GL- m]	芯材		設計基準強度 F_c [N/mm ²]	配合 切替	シアコネクタ	
	土質	N値			断面	鋼材			種類	配置
R1	砂質土	41	φ 600	16.0	H-440×300×11×18	SM490A	5.0	無	頭付きスタッド	10-φ16 @150 両面チドリ
R2	砂質土	41	φ 600	16.0	H-440×300×11×18	SM490A	0.5 / 5.0	有	頭付きスタッド	18-φ16 @150 両面チドリ
R3	砂質土	41	φ 600	16.0	H-440×300×11×18	SM490A	5.0	無	バーリングシアコネクタ	6-100×100×4.5 @250 両面チドリ
R4	粘性土	16	φ 600	13.0	H-440×300×11×18	SS400	5.0	無	頭付きスタッド	10-φ16 @150 両面チドリ
R5	粘性土	16	φ 600	13.0	H-440×300×11×18	SS400	0.5 / 5.0	有	頭付きスタッド	10-φ16 @150 両面チドリ

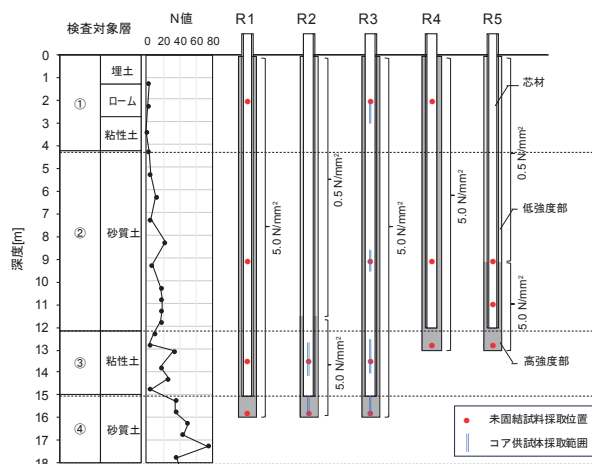


図 2 試験体概要および供試体採取位置

じ設計基準強度 $F_c=0.5\text{N/mm}^2$ （以下、低強度部）とし、ソイルセメント下部は設計基準強度 $F_c=5.0\text{N/mm}^2$ （以下、高強度部）とした。配合切替がない試験体は、ソイルセメント全長にわたり設計基準強度 $F_c=5.0\text{N/mm}^2$ （高強度部）とした。また、図 3 に試験体断面を示す。シアコネクタは、頭付きスタッドとバーリングシアコネクタの 2 種類を用いており、シアコネクタ同士の影響範囲を考慮して両面千鳥配置とした。

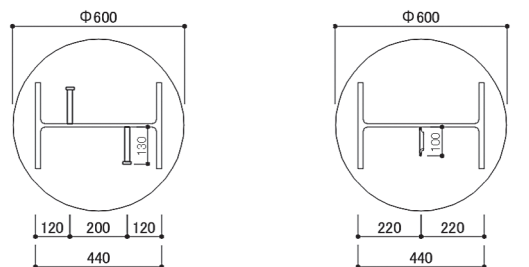
2.1.2. ソイルセメントの配合

高強度部のソイルセメントにおける配合強度 X_f は、文献¹⁾に則り品質管理にて不合格となる可能性を減らすため、式 1 に示す設計基準強度 F_c に割増し係数 α_t を乗じる方法で設定した。

$$X_f = \alpha_t \times F_c \quad (\text{式 1})$$

合格確率 95%、設計で想定する変動係数 $V_d=0.4$ 、配合管理で目標とする変動係数 $V_c=0.4$ 、採取箇所数（試験体数） $N=5$ の条件として $\alpha_t=3.2$ と設定し、配合強度 $X_f=16.0\text{N/mm}^2$ とした。

配合強度を満たす配合条件を決定するため、ボーリング調査時に現地で採取した原位置土による室内配合



頭付きスタッド(R1,2,4,5)

バーリングシアコネクタ(R3)

図 3 試験体断面図

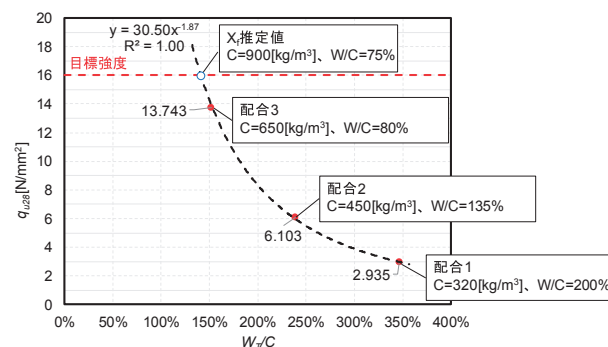


図 4 室内配合試験結果

表 2 配合条件

設計基準強度 F_c [N/mm ²]	高炉セメントB種 [kg/m ³]	水 [kg/m ³]	W/C [%]	遅延剤 [kg/m ³]	練上がり量 [L/m ³]
0.5 (低強度部)	280	644	230	0	740
5.0 (高強度部)	900	675	75	9	979

試験を実施した。図 4 に室内配合試験結果を示す。縦軸は材齢 28 日の一軸圧縮強度 q_{u28} 、横軸は採取した原位置土の含水量と添加したセメントミルク中の水量 W の合計を表す W_T と添加したセメント量 C の比である。セメント量 C 、水セメント比 W/C をパラメータとして 3 配合実施した。試験結果より得られた $q_{u28}=30.5 \times (W_T/C)^{-1.87}$ の回帰式より、高強度部の配合条件は表 2 によるものとした。また、高強度部のソイルセメントは低強度部に比べセメント量が多くなることや、施工時間が長くなることで、ソイルセメントの流

動性が低下し、芯材建込時の施工性の悪化を防ぐため、セメント量の1%の遅延材を添加することとした。なお、表2に併せて示している低強度部の配合条件は本工法の品質管理を適用しないため、仮設として使用されるソイルセメントの配合として文献³⁾を参考に設定した。

2.1.3. ソイルセメント供試体の作製

図2に高強度部の未固結供試体およびコア供試体の採取位置を併せて示す。表3に作製した供試体の数量を示す。ボーリング地盤調査より検査対象層を①～④の4層に分けた。未固結供試体は、それぞれの杭から削孔混練後芯材を建込む前に採取した未固結試料を文献⁴⁾に基づき、50mm×100mmのモールド内に作製し恒温恒湿下で養生を行った。養生期間は7日、28日とコア供試体比較用の60日とした。コア供試体は、後述する実大鉛直載荷試験後にR2およびR3で全長コアボーリングを実施し高強度部の範囲において作製した。サンプラーの削孔径は86mmで、径65～70mmのコアを採取した。一軸圧縮試験時の材齢は56～60日であった。

2.2. 実大施工実験結果

2.2.1. 施工性と施工精度

表4に削孔混練時の施工規定を示す。高強度部は文献⁵⁾を、低強度部は文献³⁾を参考にして施工規定を設定した。また、図5に例としてR2の施工サイクルを示す。本工法では正転注入を基本とし、先端部でターニングおよび孔底攪拌を行うことで、攪拌効果を向上させて均質性の高いソイルセメントを築造した。なお、実験では単軸で施工したため、粘性土層を細断することが困難であったことから先行削孔により粘性土を排土した後、正転注入による施工を実施した。

表5に全試験体の施工時間を示す。削孔開始から芯材建込完了までの経過時間は119～181分であった。R1では機械トラブルにより未固結試料採取時間が長くなった。シアコネクタの種類(R1、R3)に着目すると、芯材建込時間に7分ほど差があるが、R1は削孔後から芯材建込までの攪拌されていなかった時間が93分と長いことからソイルセメントの固化が原因であり、シアコネクタの種類による施工性の違いはほとんどないと考えられる。配合切替の有無に着目するとR2、R5およびR3、R4の作業状況から、配合切替による影響は見られなかった。鉛直精度は削孔時および芯材建込時ともに1/150以内とし、トランシット・水平器で確認しながら施工した。水平精度はガイド定規

10mm以内、マーキングおよび芯材建込治具5mm以内とした。これにより杭頭水平ずれ量は規定100mm以内に対し40mm以内に抑えることができた。

2.2.2. 高強度部ソイルセメントの一軸圧縮試験結果

図6に試験体ごとの材齢28日における一軸圧縮強さ q_{usc} および変形係数 E_{50} と深度の関係を示す。深度が深くなるほど一軸圧縮強さおよび変形係数が増加する傾向が見られる。表6に材齢7日および28日の未固結供

表3 供試体数量

検査対象層	未固結供試体					コア供試体	
	採取位置 [GL- m]	箇所数	本数 [本]			採取位置 [GL- m]	本数 [本]
			7d	28d	60d		56～60d
①	2.1	3	9	27	3	2 ～3.0	3
②	9.0/11.0	4	15	30	3	8.5 ～11.0	3
③	12.9/13.4	5	15	30	6	12.5 ～14.0	7
④	15.9	3	9	27	6	15 ～16.0	5

表4 施工規定

設計基準 強度 F_c [N/mm ²]	削孔混練速度 [m/min]	削孔 回転数 [回/m]	ターニング 速度 [m/min]	孔底 攪拌 [min]	引上げ 混練速度 [m/min]
0.5 (低強度部)	粘性土：0.5～1.0 砂質土：1.0～1.5 砂礫土：0.5～1.5	100	なし	なし	1.0～2.0
5.0 (高強度部)	0.5	100	上昇時1.0～0.5 下降時0.5～1.0	2.0	1.0～1.5

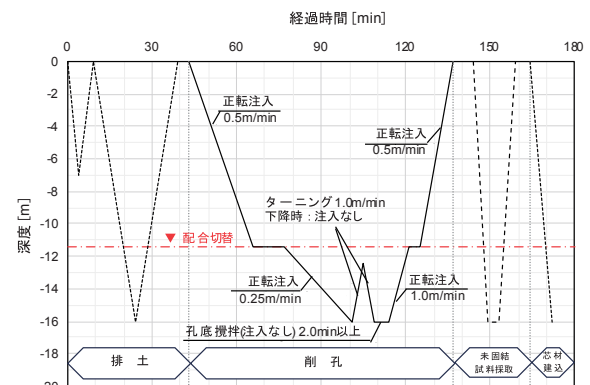


図5 R2の施工サイクル

表5 施工時間

No.	削孔時間 [min]	未固結試料採取時間 [min]	芯材建込時間 [min]	合計経過時間 [min]
R1	62	93	26	181
R2	94	22	13	129
R3	112	29	19	160
R4	80	29	10	119
R5	94	34	12	140

試体の一軸圧縮強さ q_{usc} および、変形係数 E_{50} の検査対象層別の平均値を示す。材齢28日の一軸圧縮強さは材齢7日の約2倍となることが確認された。また図7に一軸圧縮強さ q_{usc} と変形係数 E_{50} の関係を示す。一軸圧縮強さと変形係数の間には相関が見られ、材齢7日では $E_{50} \div 158 q_{usc}$ 、材齢28日では $E_{50} \div 303 q_{usc}$ の回帰直線が得られた。材齢による一軸圧縮強さ q_{usc} および変形係数 E_{50} の増加はすべての検査対象層において同様の傾向にあり、均質なソイルセメントが築造されていることが確認できた。図8に材齢60日の未固結供試体および、コア供試体の一軸圧縮強さ q_{usc} と変形係数 E_{50} の関係を示す。未固結供試体の変形係数は材齢28日時点のものと大きな違いが出なかった。コア供試体の変形係数は未固結供試体のものよりも小さい結果となった。これはコア採取が載荷試験後に行われており、ソイルセメントが既に荷重を受けていたことによると考えられる。

2.2.3. 高強度部ソイルセメントの合格判定

高強度部の未固結供試体の28日強度にて合格判定を実施した。合格判定は検査対象層におけるN箇所の一軸圧縮強さの平均値と合格判定値の大小関係を比較することで行った。合格判定は文献²⁾に基づき式2によるものとした。

$$\bar{X}_N \geq X_L = F_c + k_a \cdot \sigma_d \quad (\text{式2})$$

ここで、

k_a ：合格判定係数

σ_d ：一軸圧縮強さの標準偏差

表7に材齢28日に検査対象層ごとの合格判定を示す。検査対象層すべてにおいて一軸圧縮強度の平均値 $\bar{X}_N$ が合格判定値 X_L を上回っており、要求性能を満たしている。また変動係数は最大0.3であり、配合強度を決める際に設定した変動係数0.4を下回るため、本工法の配合条件の設定方法および施工管理方法は妥当であると判断した。

§3. 実大鉛直載荷実験

3.1. 載荷実験概要

3.1.1. 試験体および計測項目

図9に試験体一覧と計測位置について示す。載荷実験は前章で築造した単軸ソイルセメント杭の押込み載荷実験を実施し、R1の試験体については押込み載荷を行った7日後に引抜き載荷実験を実施した。変位計

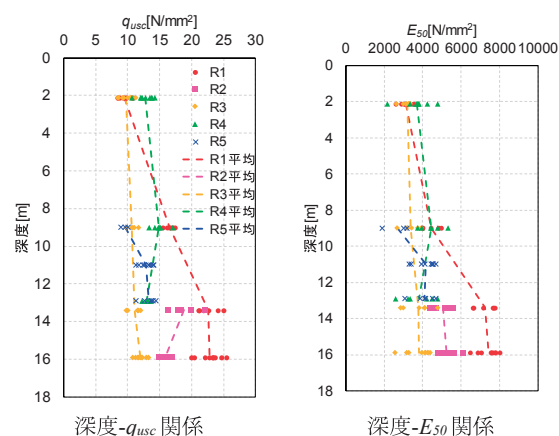


図6 材齢28日における深度との関係

表6 材齢7日と28日の一軸圧縮試験結果

検査対象層			①	②		③		④
深度 [m]			2.13	9.0	11	12.9	13.4	15.9
7d	q_{usc}	[N/mm ²]	4.9	6.64	6.7	6.35	9.47	8.57
	E_{50}	[N/mm ²]	740	1097	1408	1380	1351	1271
28d	q_{usc}	[N/mm ²]	10.67	12.26	12.9	13.15	17.5	16.9
	E_{50}	[N/mm ²]	3351	3540	4177	3940	5366	5492
$q_{usc,28} / q_{usc,7}$			2.18	1.85	1.93	2.07	1.85	1.97

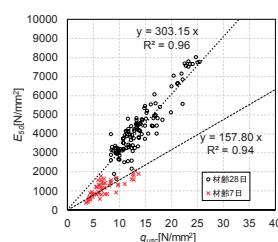


図7 未固結供試体の q_{usc} — E_{50} 関係

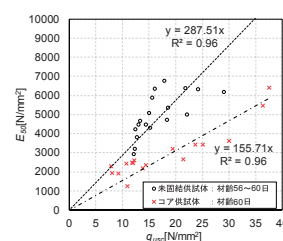


図8 未固結供試体とコア供試体の q_{usc} — E_{50} 関係

表7 未固結供試体の合格判定（材齢28日）

検査対象層	①	②	③	④
設計基準強度 F_c [N/mm²]	5.00	5.00	5.00	5.00
平均強度 $\bar{X}_N$ [N/mm²]	10.61	13.83	14.07	16.96
標準偏差 σ_d [N/mm²]	1.87	2.47	4.25	4.74
変動係数 V	0.18	0.18	0.3	0.28
合格判定係数 k_a	1.6	1.5	1.5	1.6
合格判定値 X_L [N/mm²]	7.99	8.7	11.38	12.58

測は杭頭部と先端部で行い、先端部については二重管式の変位計測とした。軸力計測について、図中に示す深度の芯材ウェブにひずみゲージを貼付した。載荷時のソイルセメントの材齢は29～42日であった。載荷方式は地盤工学会「杭の鉛直載荷試験方法・同解説第一回改訂版」⁶⁾に準拠し、載荷保持時間を新規荷重に対し30分、履歴荷重に対し2分とした。R2およびR5の配合切り替えを行った試験体については極限先端支持力の確認のため、フリクションカット部を設けた。

3.1.2. 試験体の設計

表8に評価式によって求めた試験体の極限支持力 R_u 、極限引抜き抵抗力 R_{fp} を示す。極限支持力 R_u は、文献¹⁾に準拠し式3によって求めた極限先端支持力 R_p と、式4によって求めた極限周面摩擦力 R_f を加算した。極限引抜き抵抗力 R_{fp} は文献⁷⁾に準拠し式5によって求めた。

$$R_p = \begin{cases} 75 \times \bar{N} \times A_p & (\text{砂質土・砂礫}) \\ 6 \times c_u \times A_p & (\text{粘性土}) \end{cases} \quad (\text{式 3})$$

$$R_f = \phi \left(\frac{10}{3} N_s L_s + \frac{1}{2} q_u L_c \right) \quad (\text{式 4})$$

$$R_{fp} = \phi \left(\frac{2}{3} \times \frac{10}{3} N_s L_s + \frac{4}{5} \times \frac{1}{2} q_u L_c \right) + w_p \quad (\text{式 5})$$

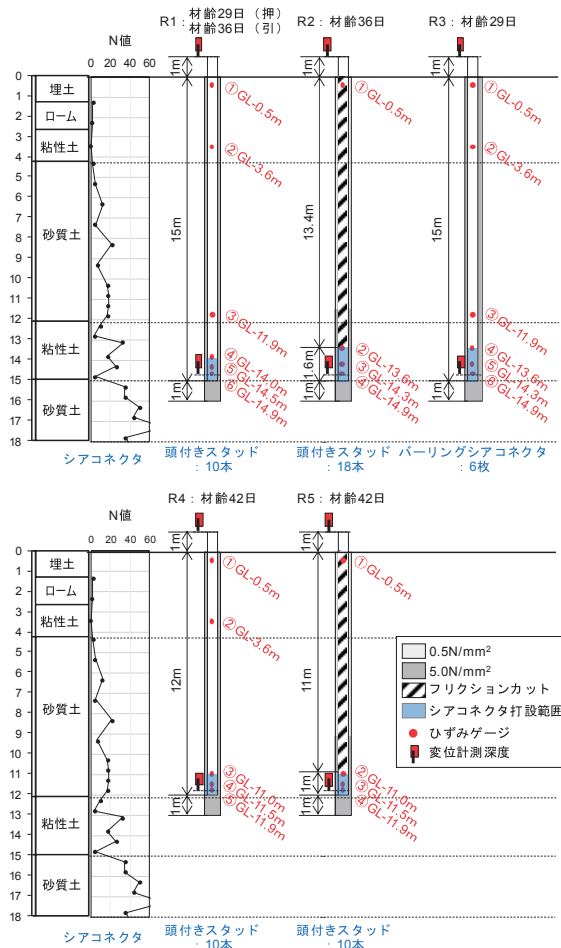


図9 試験体一覧と計測位置

ここで、

$\bar{N}$: ソイルセメント先端部の平均N値 (≤ 60)

c_u : 粘着力 [kN/m^2] (≤ 1250)

A_p : ソイルセメントの先端面積 [m^2]

N_s : 砂地盤のN値 (≤ 30)

L_s : 砂地盤部のソイルセメントの長さ [m]

q_u : 粘性土の一軸圧縮強さ [kN/m^2] (≤ 200)

L_c : 粘性土地盤部のソイルセメントの長さ [m]

ϕ : ソイルセメントの周長 [m]

w_p : 有効自重 [kN] ($R1 \approx 100 \text{ kN}$)

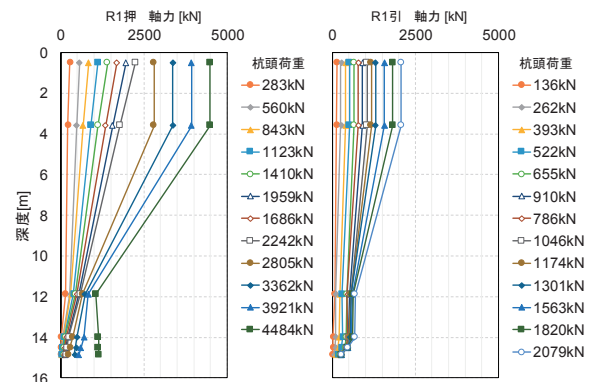
3.2. 荷重実験結果

3.2.1. 軸力深度分布

図10 (a)、(b) にR1の押し込み荷重時および引抜き荷重時の軸力深度分布の結果を示す。各断面の軸力 P_i は、芯材とソイルセメントのひずみが等しいものと仮定し式6を用いて算出した。軸力の算出に用いるソイルセメントの変形係数 E_{sc} は、築造時に採取した未固結供試体の材齢28日時点の一軸圧縮試験から算出した E_{s0} をもとに微小ひずみにおける変形係数 E_{sc0} を推定し、ひずみ依存性を考慮して計測されたひずみに応じて変形係数を変化させたものとした。 E_{sc}/E_{sc0} の骨格曲線は文献^{1,8)}に示されているソイルセメントの変形係数のひずみ依存性を参考に式7とした。

$$P_i = \varepsilon_i (A_s E_s + A_{sc} E_{sc}) \quad (\text{式 6})$$

$$\frac{E_{sc}}{E_{sc0}} = \frac{1}{1 + 2.33 \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{50}} \right)} \quad (\text{式 7})$$



(a) R1 押し込み荷重時

(b) R1 引抜き荷重時

図10 軸力深度分布

表8 各試験体の評価式から求めた極限先端支持力

		R1 (押)	R1 (引)	R2	R3	R4	R5
評価式	極限周面摩擦力 R_f [kN]	1,198	—	300	1,198	733	169
	極限先端支持力 R_p [kN]	848	—	848	848	135	135
	極限支持力 R_u 、極限引抜き抵抗力 R_{fp} [kN]	2,046	921	1,148	2,046	868	304

ここで、

P_i : 各断面の軸力 [kN]

ε_i : 各断面における計測軸ひずみ

A_s : 芯材の断面積 [m^2]

E_s : 芯材のヤング係数 [kN/m^2]

A_{sc} : ソイルセメントの断面積 [m^2]

E_{sc} : ソイルセメントの変形係数 [kN/m^2]

E_{sc0} : 微小ひずみ時のソイルセメントの変形係数 [kN/m^2]

ε_{50} : 基準軸ひずみ (= 0.0026)

軸ひずみから算出した軸力がロードセルの荷重を超えた場合はロードセルの荷重を採用した。押し込み載荷時では、杭頭荷重が2242kNに達するまでは深度毎に軸力が減少する傾向を示しており、全長にわたり周面摩擦力が発揮されているが、2805kN以降は、表層の粘性土で摩擦切れが発生、4～12mの砂層においては周面摩擦力が増大している。また、引抜き載荷時では、杭頭荷重が大きくなるにつれ、4～12mの砂層と12～15mの粘性土層の周面摩擦力が大きくなる傾向が見られた。

3.2.2. 杭頭荷重 - 杭頭変位

図11に押し込み載荷時の杭頭荷重と杭頭沈下量関係およびそれぞれの極限支持力を示す。載荷はソイルセメント径Dの10% (0.1D=60mm) 変位するまで加力することを目安に実施したが、R3とR4の試験体は先に芯材が降伏したため途中で終了した。押し込み載荷はすべての試験体において、0.1D時点もしくは載荷終了時点の荷重が極限鉛直支持力を上回った。フリクションカットを施していない試験体 (R1、R3、R4) では、載荷初期はほぼ同等の剛性となっており、沈下量9～10mmで剛性差が生じた。剛性低下後は、先端が粘性土のR4は先端が砂質土のR1に比べ剛性が小さくなった。シアコネクタの種類 (R1、R3) で比較すると初期剛性に差はないが、剛性低下後は、バーリングシア

コネクタを設置したR3の剛性が高くなった。フリクションカットを施した試験体 (R2、R5) は摩擦力がほとんど発生しないため、初期剛性が小さくなったと考えられる。

図12にR1の引抜き載荷時の杭頭荷重と杭頭引抜き量関係および極限引抜き抵抗を示す。引抜き載荷では押し込み時に沈下量0.1Dまで載荷を実施した試験体を使用した。引抜き量0.1D時の荷重が極限引抜き抵抗を上回った。剛性に着目すると引抜き量3mm付近で剛性低下した後、引抜き量25mm付近で剛性が再び大きくなっている。これは、試験体を0.1Dまで押し込み載荷を行った後に引抜き載荷を実施したため、剛性低下直後から芯材先端に設置したシアコネクタがソイルセメント押し込み時にできた空洞部分により、抵抗力を発揮できなかったが、引抜き量25mm付近でソイルセメントに接触し抵抗力を発揮したためと考えられる。

3.2.3. 区間応力 - 区間変位

図13 (a)、(b) に砂質土、粘性土それぞれの押し込み載荷時周面摩擦力度一区間沈下量関係を、図14 (a)、(b) に砂質土、粘性土それぞれの引抜き載荷時の周面摩擦力度一区間引抜き量関係を示す。また評価値も併せて示す。周面摩擦力度は各ひずみ計測区間の軸力差を区間周面積で除した値である。押し込み載荷時の砂質土区間に着目すると初期剛性は3区間すべて同程度となっており、区間沈下量10mm程度で降伏している。押し込み載荷時の粘性土区間に着目すると、初期剛性は砂質土に比べ高いが区間沈下量5mm程度で降伏している。引抜き載荷時では、砂質土、粘性土とともに降伏後、緩やかに周面摩擦力度が大きくなり、区間引抜き量25mm程度で剛性が再び高くなる傾向がみられる。これは前述したシアコネクタの影響であると考えられるが、シアコネクタを配置していない砂質土層も影響を受けていることから、引抜き時には先端

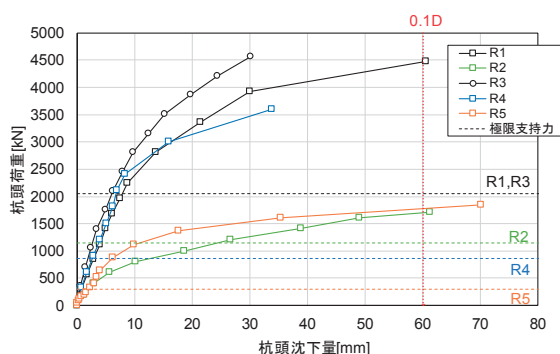


図 11 杭頭荷重—杭頭沈下量関係

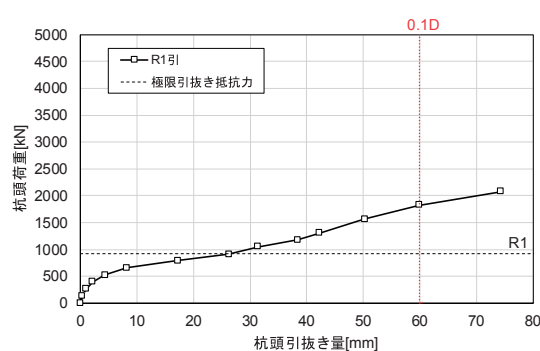


図 12 杭頭荷重—杭頭引抜き量関係

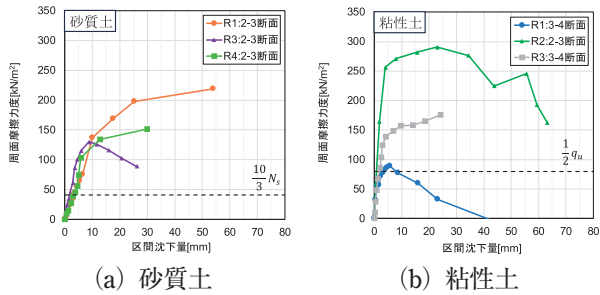


図13 周面摩擦力度—区間沈下量関係(押込み載荷時)

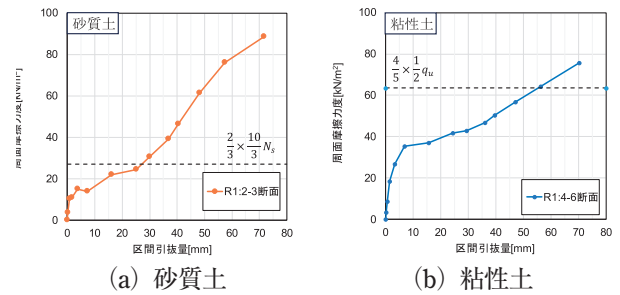


図14 周面摩擦力度—区間沈下量関係(引抜き載荷時)

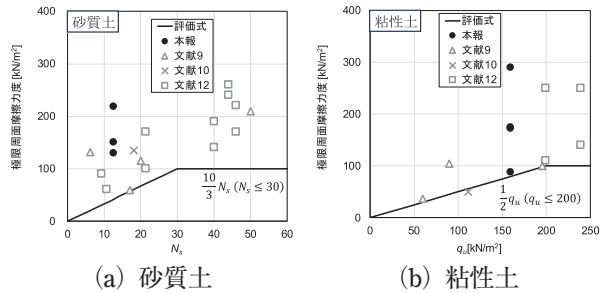


図15 極限周面摩擦力度と評価式の関係(押込み載荷時)

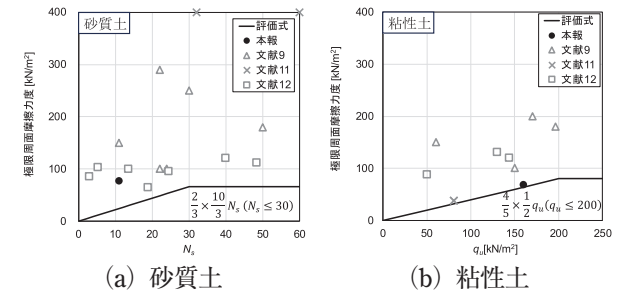


図16 極限周面摩擦力度と評価式の関係(引抜き載荷時)

に配置したシアコネクタがソイルセメント杭全体の剛性に寄与していることが推察できる。

図15 (a)、(b)、図16 (a)、(b) に押込み載荷時および引抜き載荷時の極限周面摩擦力度および文献^{9~12)}から読み取った極限周面摩擦力度と周面摩擦力度の評価式の間を砂質土、粘性土それぞれ示す。砂質土、粘性土ともに文献^{9~12)}と同等の周面摩擦力度が得られており、評価式を満足する結果であった。

図17にシアコネクタの違いによる比較として頭付きスタッドを設けた試験体(R2)とバーリングシアコネクタを設けた試験体(R3)のシアコネクタを施した区間の支圧応力度—区間沈下量関係を示す。支圧応力度はシアコネクタ設置区間の軸力差をシアコネクタの見付面積で除した値である。R3はR2に比べ高い剛性を有していることが確認できる。降伏時の支圧応力度はR3が23700kN/m²、R2が13000kN/m²であり、バーリングシアコネクタは頭付きスタッドに比べて支圧面積当たり1.8倍程度の性能を有していると考えられる。

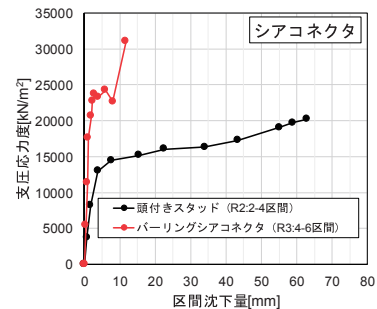


図17 支圧応力度—区間沈下量

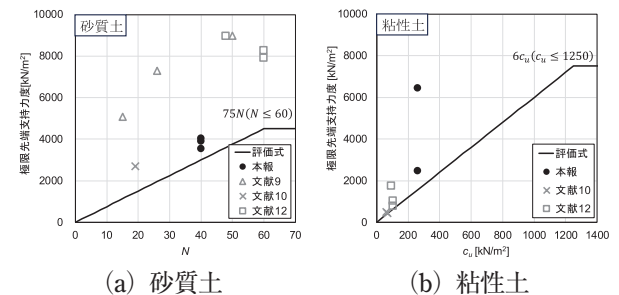


図18 極限鉛直支持力度と評価式の関係p

3.2.4. 先端荷重 - 先端変位

図18 (a)、(b) に極限先端支持力度および文献^{9,10,12)}から読み取った極限先端支持力度と評価式の間を砂質土、粘性土それぞれ示す。極限先端支持力度は0.1D変位時もしくは載荷終了時の先端到達荷重を先端断面積で除した値である。砂質土、粘性土ともに極限もしくは最大荷重時に評価式を上回ることを確認した。

§4. まとめ

筆者らは、ソイルセメント柱列壁を本設杭として利用することで、基礎構造を合理化する工法を開発した。また、本工法を開発するにあたり実施した、単軸ソイルセメント杭の実大施工実験及び実大鉛直載荷実験の結果から、以下の知見が得られた。

① 配合切替、シアコネクタの違いによらず施工性を

確保することが可能である。

- ②本工法の施工規定により鉛直精度1/150以内、水平精度100mm以内を確保することが可能である。
- ③本工法の配合条件の設定方法および施工管理方法で良質なソイルセメントの築造が可能である。
- ④周面摩擦力は押込み載荷時、引抜き載荷時ともに砂質土、粘性土の評価式を満足した。
- ⑤先端支持力は砂質土、粘性土ともに評価式を満足した。
- ⑥芯材先端にバーリングシアコネクタを設けた場合、頭付きスタッドを設けた場合に比べ支持性能が上昇した。

謝辞

本実験において、バーリングシアコネクタをご提供いただいた岡部株式会社様に感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 日本建築センター、ベターリピング：2018年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針、2018
- 2) 山黒寛矢ら：山留め芯材とソイルセメント間に作用する先端支圧及び頭付きスタッド支圧の評価、フジタ技術研究報告、第59号、pp.1-5、2023
- 3) SMW協会：SMW連続壁標準積算資料〔設計・施工・積算編〕、2020
- 4) 地盤工学会：「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」
- 5) 中村良雄ら：ソイルセメント本設杭工法の開発（その1 工法および試験の概要）、日本建築学会大会学術講演概要集、2003.9
- 6) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説、2002
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2019
- 8) 鬼丸貞友ら：セメント系固化材による粘性土を対象とした高強度改良地盤の力学試験 その2 力学特性の比較、日本建築学会大会学術講演集（東北）、pp.1107-1108、2009.8
- 9) 渡邊康司ら：本設杭に用いるソイルセメント柱列壁の鉛直支持力評価、大林組技術研究所報、No.80、pp. 1-10、2016
- 10) 田屋裕司ら：ソイルセメント壁の杭利用に関する研究（その1～2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 667-670、2009.8
- 11) 田屋裕司ら：ソイルセメント壁の杭利用に関する研究（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 507-508、2010.9
- 12) 金子治ら：ソイルセメント本設杭工法（TO-PSP工法）の開発、戸田建設技術研究報告第68号、pp. 1-10、2002

ひとこと

本工法は2021年度より開発に着手して約3年半かけて評定を取得し、ようやく一段落しました。

この開発が、今後の社会貢献に繋がれば嬉しいです。



山黒 寛矢