

実物大砂質土盛土におけるスクリー羽根つきねじ節棒鋼の引抜き試験
ー引抜き抵抗メカニズムに基づく設計方法の提案ー

日特建設(株) 正会員 ○窪塚大輔 斎藤翼 田中聡之 三上登, フェロー会員 杉山友康
京都大学 フェロー会員 太田直之

1. はじめに

著者らは地盤に回転挿入したスクリー羽根つきねじ節棒鋼を補強材として、既設盛土の安定化を図る工法（以下、本工法という）の開発を行ってきた。本工法はグラウトを使用しないため、注入作業が不要となり工期短縮が図れるほか、小型削孔機で施工でき、狭隘な場所での施工も可能であるため、既に供用している鉄道盛土や道路盛土の補強に適している。本稿では、実物大の砂質土盛土に施工した本工法に対して実施した引抜き試験の結果と推定される引抜き抵抗メカニズムを報告するとともに、本工法の設計方法を提案する。

2. 実物大盛土における引抜き試験

細粒分質細砂を盛土材料として、図 1 に示す試験断面の通り盛土を造成した。造成後に実施した SH 型貫入試験の結果、補強材挿入深度の N 値は 5 程度であった。補強材の挿入角度は 25 度、挿入間隔は 1.5m とし、小型削孔機にて排土しないよう所定深度まで回転挿入した。引抜き抵抗特性を比較するため、従来の地山補強土工法（以下、従来工法という）も併せて打設した。本工法で使用する補強材の構造概要を図 2 に示す。補強材は呼び径 25mm のねじ節異形棒鋼に羽根径 100mm、羽根ピッチ 100mm のスクリー羽根を断続的に等間隔に設置した羽根区間と、ねじ節棒鋼のみの無羽根区間から構成される。表 1 に各試験ケースの仕様をまとめた。補強材の仕様が引抜き抵抗特性に与える影響を確認するため、断続ピッチおよび羽根区間長が異なる仕様を試験ケースとした。本工法の各試験ケースの補強材を写真 1 に示す。従来工法の削孔径は 100mm とした。P2a、P3a および R1 はそれぞれ 3 本ずつ施工し、その他は 1 本ずつ施工した。引抜き試験の条件は地山補強土工法の適合性試験¹⁾を参照し、反力装置は載荷梁方式とした。

本工法における補強材の回転挿入では、P5a を除き、排土することなく回転挿入することができた。また、従来工法では、3 本中の 1 本が造成時の孔壁崩壊によって補強材長が設計補強材長よりも短くなった。図 3a に 1 本当たりの最大引抜き荷重と補強区間長（本工法の羽根区間長ないし従来工法の補強材長に相当）の関係を、図 3b に補強区間長 1 m 当たりの最大引抜き荷重と最大荷重時の引抜き変位量の関係を示す。図 3a から、1 本当たりの最大引抜き荷重は補強区間長と線形相関があることが分かる。この傾向を外れるのは、回転挿入時に地盤を乱したと考えられる P5a と、補強材長が短くなってしまった R1 のうちの 1 つ（図中白抜き）の 2 ケースであり、本来の引抜き抵抗特性を発揮できていないことが予想される。上記 2 ケースを除いた場合、補

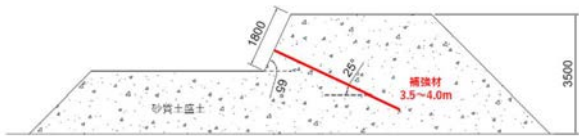


図 1 試験断面の概要

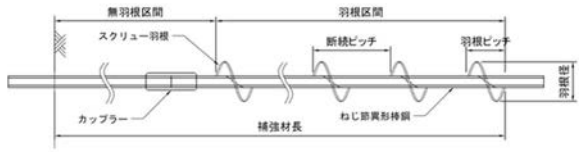


図 2 本工法の補強材構造概要図

表 1 試験ケース

工種	ケース No.	断続ピッチ (mm)	羽根区間長 (m)	補強材長 (m)
本工法	P2a	200	1.9	4.0
	P2b	200	1.3	3.5
	P3a	300	1.9	4.0
	P3b	300	1.3	3.5
	P5a	500	1.6	4.0
従来工法	R1	-	-	4.0



写真 1 各試験ケースの補強材

キーワード スクリー羽根つきねじ節棒鋼, 引抜き抵抗力, 設計方法

連絡先 〒103-0004 東京都中央区東日本橋 3-10-6 日特建設(株) 技術開発本部 TEL 03-5645-5115

強区間長当たりの最大引抜き荷重は工法や仕様によらずにほぼ一定であることが分かる(図3b)．最大荷重時の引抜き変位量は、P2a, P2bでは25～30mm程度と従来工法とほぼ同程度であるが、P3a, P3bでは40～70mmと変位量が大きくなった．以上より、断続ピッチ200mmの本工法は羽根径と同径の削孔径の従来工法と同程度の引抜き抵抗特性を有していることが分かる．

3. 引抜き抵抗メカニズム

本工法における引抜き抵抗メカニズムを解明するため、引抜き試験後に補強材を完全に引き抜き、羽根間の地盤の状況を観察した．引き抜いた補強材の様子を写真2に示す．断続ピッチ200mmおよび300mmの補強材では、羽根間の地盤は羽根外径を直径とする円柱体を呈していることがわかる．

室内実験結果を用いたシミュレーションに基づく既往研究²⁾によれば、補強材の引抜きに対する抵抗メカニズムは、羽根の設置間隔と羽根径の比が小さい場合は羽根外径を直径とする棒鋼周りの円筒形地盤周面で生じるせん断破壊に支配されることが示されている．そこで、試験盛土から採取した試料に対する一面せん断試験から得られた強度定数を用いて、補強材の挿入深度における地盤のせん断強度 τ を算出した．算出された τ は69kN/m²であり、羽根径を直径とする円筒形地盤周面でのせん断破壊を仮定した場合に最大引抜き荷重から推定される補強材周辺地盤のせん断強度(67～80kN/m²、断続ピッチ500mmは除く)と同程度の値である．

4. 設計方法の検討

実物大盛土における引抜き試験の結果をもとに本工法の設計方法を提案する．基本的な項目は地山補強土工法に関する各種基準・マニュアルを準拠するものとし、本稿では補強材力の考え方について報告する．なお、補強材の仕様は従来工法と同程度の引抜き抵抗特性を有する断続ピッチ200mmを標準とする．

図4に本工法における許容引張力の考え方を示す．本工法は経済性の観点等から、スクリー羽根の設置区間を不動層側に限定している．そのため、移動土塊から受ける引抜き抵抗力はのり面工で受け持つこととする．従来工法では補強材の許容引張力 T_a は、 $T_a = \min(T_{sa}, T_{1pa} + T_0, T_{2pa})$ で算出することが一般的である．本工法では、吹付のり枠等の剛な表面材を採用することで、移動土塊側の補強材からの抜け出しを考慮せず、許容引張力 $T_a = \min(T_{sa}, T_{2pa})$ として算出する．本工法の引抜き抵抗力が羽根径を直径とする棒鋼周りの円筒形地盤周面で生じるせん断破壊に支配されることから、 T_{2pa} は L_{sw} と L_2 の関係により、 $T_{2pa} = \tau \cdot \pi \cdot D_w \cdot L_2$ ($L_2 < L_{sw}$)、 $T_{2pa} = \tau \cdot \pi \cdot D_w \cdot L_{sw}$ ($L_2 > L_{sw}$) (τ : 補強材周辺における地盤のせん断強度; D_w : スクリー羽根外径)となる．

参考文献

- 1) 地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル, 2011
- 2) R. S. Merifield: Ultimate Uplift Capacity of Multiplate Helical Type Anchors in Clay, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2011, 137(7): 704-716.

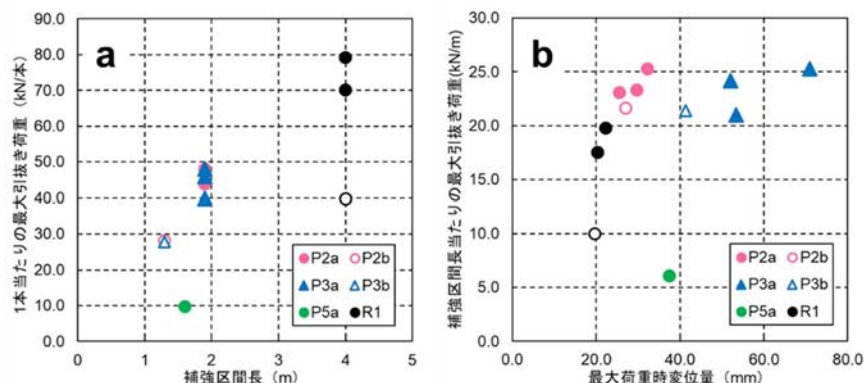


図3 引抜き試験の結果

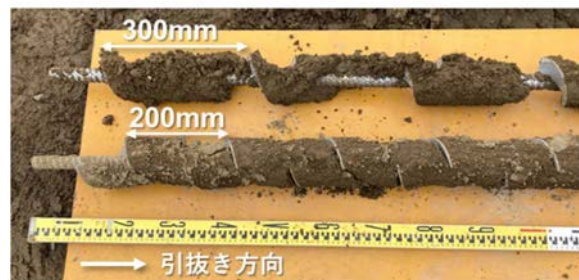
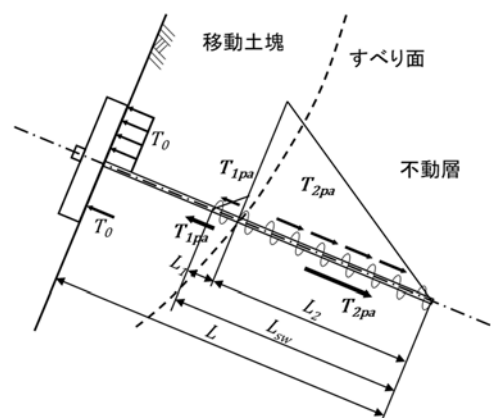


写真2 引き抜いた補強材の状況



- | | |
|-------------------------|---------------------|
| T_{2a} : 芯材の許容引張力 | L : 設計補強材長 |
| T_0 : 許容支圧抵抗力 | L_1 : 移動土塊長 |
| T_{1pa} : 移動土塊側の許容引張力 | L_2 : 不動土塊(設計定着)長 |
| T_{2pa} : 不動土塊側の許容引張力 | L_{sw} : 羽根区間長 |

図3 本工法の許容引抜き抵抗力の考え