

第 18 回（令和元年度）技術報告会
北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

土質基礎に関する「持続可能な社会に向けた我が社の
社会基盤整備に関わる貢献」技術報告会

報 告 集

令和 2 年 2 月

主催 北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

目 次

セッション a

- a-1 無機系緑化吹付安定材を用いたのり面緑化施工事例 ……1
小野田ケミコ株式会社 藤井壮一、久我比呂氏、竹田敏彦、高杉樹正、細川 充
株式会社三邦産業 高野則行
- a-2 凍結工法による改良地盤におけるシールドトンネル裏込充填材の開発と適用事例 ……6
小野田ケミコ株式会社 中村 信一、藤本 勇一
秩父コンクリート工業株式会社 高田 大輔
- a-3 流動化砂による既存杭や鋼矢板などの引抜き跡への充填工法の開発 ……10
株式会社不動テトラ 高田英典、伊藤竹史、杉野秀一
- a-4 安価で迅速な沈下対策を用いて持続可能な社会基盤整備に貢献する技術紹介 ……17
—真空圧密工法による盛土荷重を必要としない地盤沈下対策事例—
錦城護謨（株）日下部祐基、山戸勝博、榊原 司、石橋 健、梅屋 司、本間祐樹
大空町役場 平野 毅
大空町社会福祉協議会 齋藤慎吾
吉井建設（株） 川尻清輝
（株）ドーコン 小林修司

セッションb

- b-1 New スリーブ注入工法の開発と施工事例 ……23
日特建設株式会社 竹内仁哉
- b-2 道路拡幅整備に伴う低変位高圧噴射工法による地盤改良施工事例 ……31
小野田ケミコ株式会社 木下和徳、米田賢治、竹田敏彦、西尾 経
中央大学研究開発機構 齋藤邦夫
- b-3 社会基盤整備に地盤改良技術を適用した施工例 - 地下鉄営業線でのV-JET工法施工事例- ……37
三信建設工業株式会社 島野 嵐、大栗雅明、木村敏之、上田 守、萩原耕太
東京地下鉄株式会社 吉田裕介
大成建設株式会社 近藤達也
- b-4 震災後の地盤改良対策箇所の調査事例 ……43
株式会社不動テトラ 久保陽太郎、橋本則之

無機系緑化吹付安定材を用いたのり面緑化施工事例

小野田ケミコ株式会社 藤井 壮一^{*1)} 久我比呂氏^{*2)}
竹田 敏彦^{*3)} 高杉 樹正^{*4)}
細川 充^{*5)}
株式会社三邦産業 高野 則行^{*6)}

1. はじめに

これまでの植生基材吹付工に使用される接合材料は高分子系樹脂が主流であった。しかし、樹脂系接合剤には、必要以上の生育基盤の固化や撥水性の付与、また、ラス金網を併用しなければならない等の課題がある。植生生育基盤の強固な固化は、植物の発芽や根の成長を阻害するだけでなく、長期乾燥によって下地との肌分かれを生じさせ、撥水性の付与は植物に必要な雨水を吸収できず植物を枯れさせてしまう。更に最近注目され始めた環境ホルモンの溶出懸念等の問題もある。また、ラス金網が生育植物に損傷を及ぼすことにもなる。

無機系緑化吹付安定材「エコスティブラー」は、このような課題を改善し、植生生育基盤を柔らかく安定させることでこれらの問題を解消し、植物育成に必要な環境・生態系を早期から長期にわたり安定させて活力ある植生生育基盤を作る無機系緑化吹付安定材である。また、従来、産業廃棄物となっていた、切土に伴って発生する伐採木及び根株、表土ならびにそれらに含まれる植物根と埋土種子を植生工に活用できる環境に優しい新技術である¹⁾。

本稿では、無機系緑化吹付安定材「エコスティブラー」の特性と北海道における適用事例について紹介する。

2. 無機系緑化吹付安定材「エコスティブラー」の特徴

特徴として、以下の利点を有している。

・のり面の安定化

バーク堆肥やピートモスなどの従来の有機系材料に加え、黒土、真砂土などの客土、表土などの無機系土壌の植生育成基盤の安定化に優れている。

・のり面の緑化

植生育成基盤を軟らかく仕上げるため、保水性および発芽性に優れ、根系の伸長が良好であり、植物の成長促進に優れている。

・緑化環境保全

表土にある埋土種子を利用する緑化吹付けや飛来種子を利用する待受け型緑化吹付けが可能で周辺と連続した植生環境となる。

・治山、治水への適用

厚層吹付けが可能であるため、森林再生、樹林化の基盤造成など木本類育成も適用可能である。



写真-1 ラス金網によって損傷した植物根状況

* 1) Soichi Fujii	埼玉県さいたま市中央区上落合 2-4-1	TEL:048-851-5511	FAX:048-851-5514
* 2) Hiroshi Kuga	埼玉県さいたま市中央区上落合 2-4-1	TEL:048-851-5511	FAX:048-851-5514
* 3) Toshihiko Takeda	東京都千代田区神田錦町 3-21	TEL:03-6386-7036	FAX:03-6386-7022
* 4) Mikimasa Takasugi	北海道札幌市中央区北 1 条西 13-4	TEL:011-219-6560	FAX:011-219-7887
* 5) Mitsuru Hosokawa	北海道札幌市中央区北 1 条西 13-4	TEL:011-219-6560	FAX:011-219-7887
* 6) Noriyuki Takano	北海道札幌市北区新琴似 6 条 11-1-1	TEL:011-761-1354	FAX:011-764-8397

- ・コスト縮減と工期短縮

従来の緑化吹付けと同様な機械設備で使用可能である。のり面の勾配 1:1.0(45°)より急勾配では下地の条件によりラス金網の張り工が必要な場合があるが、岩盤等の吹付けやのり面植生育成基盤の形成が可能である。写真-1 に示すような木本種根系の成長を阻害するラス金網不要の現場が増え、工期短縮とコスト縮減が実現できる。

- ・リサイクル資源の有効利用

現場で発生する粉砕木質チップを早期に有効利用することができ、ラス金網を用いなくとものり面等の緑化計画面に安定して緑化造成が可能である。

3. 無機系緑化吹付安定材「エコスティブラー」の特性²⁾

3.1 材料成分

エコスティブラーの化学成分例を表-1 に示す。数種類の粘土鉱物と特殊セメントにより保水性を確保したまま長期的に安定した強度を発現させる。

表-1 エコスティブラーの化学成分例(%)

SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	Fe ₂ O ₃	MgO
31.7	13.6	30.0	1.74	1.14

3.2 粘性と強度

B 型粘度計を用い測定したひずみ速度とせん断応力の関係を図-1 に示す。エコスティブラーは従来品の無機系吹付け材に比べ、降伏値、塑性粘度が高くビンガム流体挙動となり、粘着性が高くリバウンドの減少、吹付け後のダレやずり落ちに対し大きな抵抗特性を持つ。エコスティブラーの圧縮強度は約 500kN/m² であり、従来品の 1/2 程度の強度である。写真-2 に山中式土壌硬度計による吹付け 1 年後の基盤硬度測定状況を示す。土壌硬度は 17~24mm を示し、根茎や発芽に適した柔らかさである。

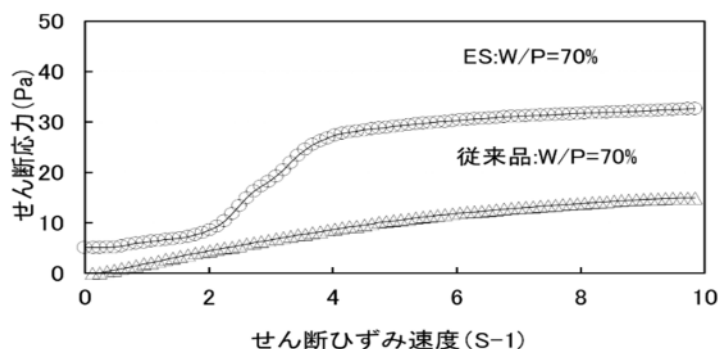


図-1 エコスティブラーのレオロジー曲線



写真-2 土壌硬度測定状況

3.3 付着性

岩盤を模した吹付け試験として、コンクリート板 1800×300mm 3 枚にモルタルを敷設し 90、75、60° に設置しラス金網なしで表-2、3 の配合例を用いて種子なしの湿式吹付けを行った。吹付け厚さは 30、10mm の 2 水準を行った。1 年経過後、状態を写真-3 に示す。

吹付け厚さ 30mm では 60° の水準、吹付け厚さ 10mm では何れの水準も剥がれの発生はなく風雨による基盤材の流失も小さい結果となった。

施工機械は、湿式のミニクリート、乾式のモルタルガンのどちらにも対応し、植生育成基盤材 1m³ あたりのエコスティブラー標準添加量は 20kg である。

表-2 配合例 (1)

品名	規格	単位	1m ³ あたり	t=30mm 100m ² あたり
基盤材	バーク堆肥+黒土	m ³	2.0	7.8
結合材	エコスティブラー	kg	20	78

表-3 配合例 (2)

品名	規格	単位	1m ³ あたり	t=30mm 100m ² あたり
客土	ふるった真砂土 又は黒土	m ³	0.75	2.9
基盤材	パーク堆肥＋黒土	m ³	1.0	3.9
結合材	エコスティブラー	kg	20	78



写真-3 吹付け後 1 年経過後状況

表-4 工事概要

工事名	函館江差自動車道 木古内町 亀川改良外一連工事
発注者	北海道開発局函館開発建設部
場所	木古内町
施工時期	2015 年 10 月
吹付け厚さ	4cm
施工面積	300m ²
法面勾配	1 : 1.8 盛土 (ラス金網なし)
目的	高規格道路造成 トンネルからのズリによる盛土の緑化

4. 施工事例

4.1 ミニクリートを用いた施工事例

高規格道路造成に伴うトンネルの岩砕ズリを用いた盛土の緑化工事概要を表-4 に示す。また、事前調査の結果を表-5 に示す。土壌 pH はズリで 7.5、混合土で 6.5 であった。

図-2 に示す設計要領に植生工のフローに基づき、工法を選定した結果、盛土の岩砕ズリは緩勾配で凍上のリスクも少なく、経済性、施工性、のり面作業減少による安全性の向上から、エコスティブラーを用いたラス金網なしの緑化吹付けが採用された。100m²あたりの使用材料を表-6 に、使用した施工機材を表-7 に示す。

従来は表土を張り付けて自生種を生育させるが、当該現場近郊に表土の取り置きがなく、種子を入れた緑化吹付けを採用した。車上ミニクリート機での作業状況を写真-4 に、吹付け状況を写真-5 に示す。

表-5 調査結果

種類	土壌硬度 mm	土質	土壌 pH	腐植含有量 %
混合土	18	礫土	6.5	2.1
岩砕ズリ	36	レキ	7.5	0.6

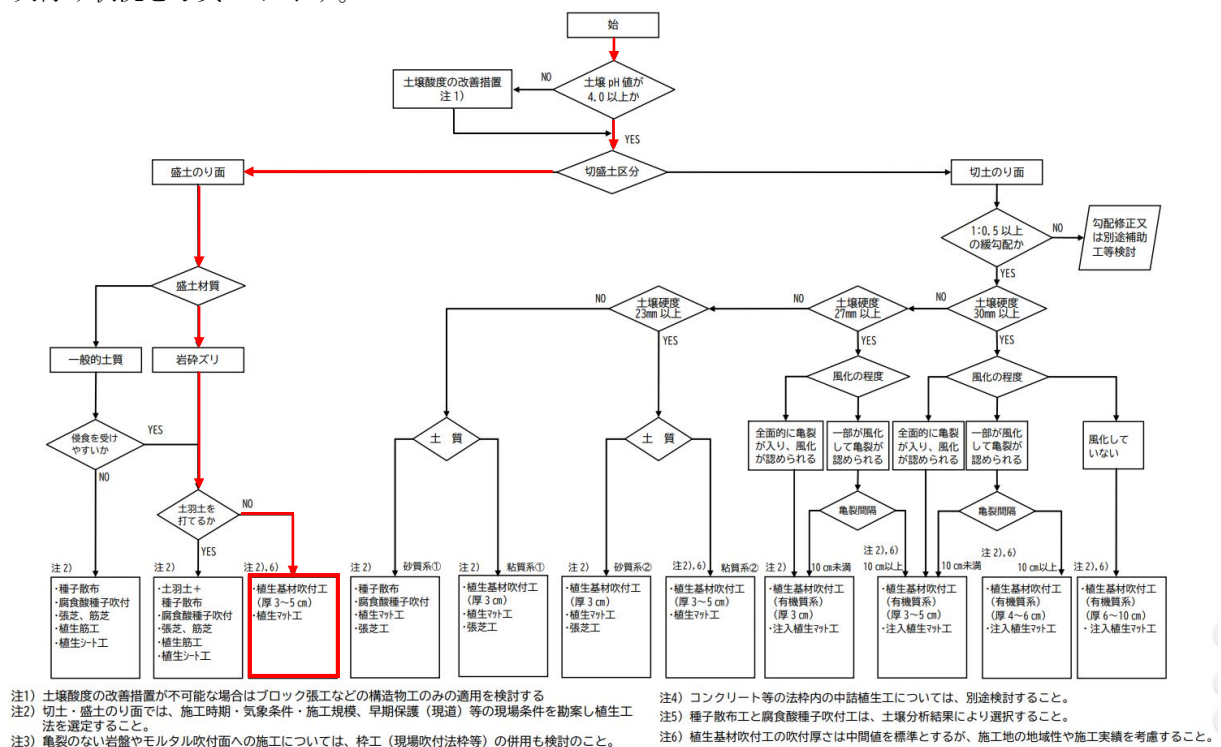


図-2 植生工選定フロー (草本類播種工等) 3)

表-6 使用材料 (100m²)

名称	規格	単位	数量	適用
種子	ケンタッキー ブルーグラス	kg	0.9	カネコ種苗
〃	クリーピング レッドフェスク	kg	1.9	〃
〃	ハードフェスク	kg	0.9	〃
高度化成肥料	グリーンキープ 555	kg	24	北海道肥料
緩効性 窒素化成肥料	ハイコントロール 085-360	kg	12	ジェイカムアグリ
養生材	王子ファイバー	kg	40	苫小牧王子紙業
無機系緑化安定材	エコスティブラー	kg	80	小野田ケミコ
土壌改良材	ピートモス	m ³	3.2	高橋ピートモス工業
客土	植生用フルイ土	m ³	3.0	里口工業

表-7 使用機材

名称	形式	仕様	備考
吹付け機	NK-3500 型	3.5m ³	日翔機械
圧送ポンプ	KKR106 型	スクイズ ロータリー式	川機械工業
コンプレッサ	PDS70	2.0m ³ /min	北越工業
発電機	DCA-45ST	37KVA	デンソー
揚水ポンプ	WP-3LP	1,200 ㍲/min	三笠
トラック	4t	クレーン付き	



写真-4 ミニクリート



写真-5 吹付け状況

4.2 モルタルガンによる施工事例

廃棄物処分場新設に伴う切土、盛土の緑化工事に採用された事例で、工事概要を表-8に示す。工事予算削減を目的にラス金網を使用せず、エコスティブラーを用い、モルタルガンによる乾式吹付けによる施工を提案して採用された事例である。

この現場の切土、盛土部の一部に珪藻土や酸性土の層があり、施工一年経過後において、珪藻土や酸性土の層の一部箇所において発芽生育への影響より緑化の阻害が確認されたが、植生育成基盤の剥がれや流出はない事が確認された。

吹付け状況を写真-6に、施工後1年経過時の緑化状況を写真-7に示す。

表-8 工事概要

工事名	廃棄物処分場新設工事
発注者	民間
施工時期	2014年6月
吹付け厚さ	3cm
施工面積	4,500m ²
法面勾配	1:1.0~1.2 切土軟岩部 (土砂部・盛土は種子散布、ラスなし)
目的	管理型最終処分場建設に伴い切土、盛土の造成のり面保護工事

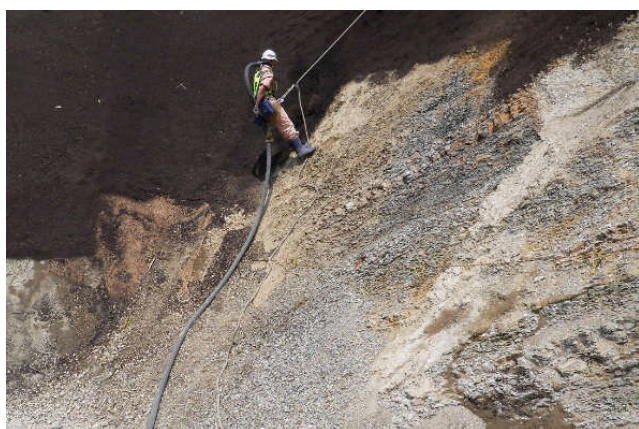


写真-6 吹付け状況



写真-7 施工後1年経過状況

5. まとめ

無機系緑化吹付安定材「エコスティブラー」は、吹付けた植生育成基盤の粘性が高く、ラス金網の設置が不要な箇所が増え施工性の向上、コスト削減による経済性向上、のり面作業減少により安全性が向上する特徴を備えている。また、植生育成基盤を柔らかく仕上げることで保水性、発芽性に優れ、埋土種子や飛来種子を利用した緑化が可能である。

この他にエコスティブラーと土壤微生物肥効促進剤、未分解チップを組み合わせ、斜面に吹付や覆土するエコスティブラー工法は北海道での実績を積重ね、近年では、現場発生の再生土を混ぜ込み埋土種子を活用した工法や、現地伐採木の破砕物を混合する工法なども採用されつつある。この様に多様な植生環境保全に貢献する材料であり、持続可能な社会基盤整備に有効に活用できるものと考えている。

参考文献

- 1) 駒野広和：現場発生土等を利用した産業廃棄物の減量対策について、第14回土木施工管理技術論文、pp380-381、2011.7
- 2) 久我比呂氏、岡田光芳、高橋重松：周辺の植生環境に配慮した法面緑化、土木学会第60回年次学術講演会、pp209-210、2005.9
- 3) 北海道開発局、道路設計要領、pp1-4-17 2012.4改訂

凍結工法による改良地盤におけるシールドトンネル裏込充填材の開発と適用事例

小野田ケミコ株式会社 中村 信一*1

小野田ケミコ株式会社 藤本 勇一*2

秩父コンクリート工業株式会社 高田 大輔*3

1. はじめに

近年、大都市圏において道路や鉄道等のインフラ整備需要が一層の高まりを見せる中、大深度での大規模シールドトンネル建設プロジェクトが複数進行している。また、このシールドトンネル掘削時の地盤改良工法として、凍結工法が多用されつつある。しかしながら、低温下の地盤における裏込め用途等の充填材については、求められる強度、可使時間、充填性、作業性をバランスよく満足する製品は未だ開発途上にあるといえる。そこで、上記要求性能を満たす低温硬化型充填材「TS-グローマット fg」を開発し、凍結工法による地盤改良が計画されているシールドトンネル建設現場に適用した。

本報告では、この低温硬化型充填材「TS-グローマット fg」の開発経緯、性能及び施工事例について報告する。

2. 製品開発経緯

「高速横浜環状北西線シールドトンネル建設工事」において、併設されたシールドトンネルを接合する横坑（Uターン路）を構築する工事が計画された。当現場では、地下水圧が高いため、安全性や施工性の観点から、凍結工法を用いて地山を止水したのちに、刃口シールドで横坑を掘削し、セグメントを組み立て、セグメント背面の余掘り部に裏込めを充填する工法が採用された。セグメントを確実に地山と一体化させるため、低温化でも安定した品質が確保できる充填材の開発が求められた。これまで凍結工法の裏込め材は、過去に早強セメントベースの材料や2液混合のクレーサンド系の材料を用いて施工されているが、融解時の強度低下や凝結不良等の問題があった。このことから速硬性を有し、短時間で所定の強度が得られる超速硬セメントを用い、1液で施工性が良く、安定した品質が確保できる充填材の開発が求められて商品化したものである。

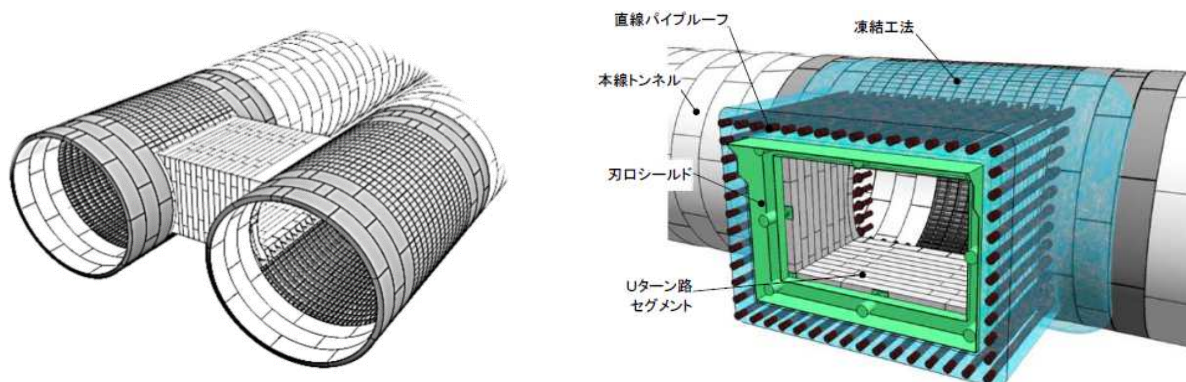


図-1 Uターン路イメージ図¹⁾

*1 Shinichi Nakamura 東京都台東区浅草橋 3 丁目 20 番 18 号・TEL 03-5823-0511・FAX 03-5823-0513

*2 Yuichi Fujimoto 東京都台東区浅草橋 3 丁目 20 番 18 号・TEL 03-5823-0511・FAX 03-5823-0513

*3 Daisuke Takada 埼玉県深谷市折之口 1340 ・TEL 03-5823-0511・FAX 03-5823-0513

3. 低温硬化型充填材 TS-グローマット fg の性能

3. 1 特 徴

本材料は、凍結部への充填材として特化した材料であり、超速硬セメントをベースに各種混合剤を添加したものである。低温環境下（-20℃）でも早期の強度発現を可能とし、凍結解除後の環境でも安定して強度発現が可能な材料であり、以下の特徴を持つ。

- ① 速硬性を有し、短時間で所定の強度が得られる。
- ② 充填性に優れ且つ、ブリージングの無い充填材料である。
- ③ 凍結部に使用でき、凍結解除後でも所定の強度が得られる。

3. 2 標準配合と性状

表-1 に 1 m³当たりの標準配合、表-2 にフロー値(JHS313)、表-3 に経過毎の一軸圧縮試験強度を示す。

表-1 標準配合表

1 m ³ 当たりの標準配合	
TS-グローマット fg	水
1,650 kg (66 袋)	330L

※荷姿 25 kg/袋

表-2 フロー値

フロー値	
仕上がり時	60 分後
200mm	180mm

表-3 一軸圧縮試験強度

養生時間	6 時間	1 日	3 日	7 日	28 日
一軸圧縮試験強度 (N/mm ²)	3	5	6	9	18

(-20℃養生から取り出して 20℃気中養生変化)

4. 施工事例

本工事は、高速横浜環状北西線の 2 本のシールドトンネルにおいて、災害発生時における緊急車両の到達時間短縮を目的として、図-1 に示すような横坑(Uターン路)を設ける計画で、シールドトンネル(約 3.9km)区間のうち、青葉行きトンネルを横浜市が発注。安藤ハザマ JV で、凍結工法と刃口シールド工法を用い施工することを提案。凍結工法で施工する際の裏込め充填材として、TS-グローマット fg を適用。

凍結工法横坑の延長は約 10m (トンネル離隔で 6.5m)、高さ 5.0m×幅 8.4mの内空断面で計画された。

4. 1 地盤条件および工事数量、製品要求条件

横坑(Uターン路)の設置位置での地質状況は、上総層群泥岩(km)、上総層群砂質土(ks)である。

裏込め充填材数量は、当初 44.2 m³を計画していたが、実施数量は 47.2 m³となった。

製品要求条件としては、施工場所の温度条件-5℃～-20℃での 1 日強度 1.5N/mm²以上であったが、当現場では目標強度 2.0N/mm²と設定した。

4. 2 施工前試験結果

製品化した TS-グローマット fg を使用し、製品要求条件を満足するかの施工前試験としてフロー値試験および一軸圧縮試験を行った。フレッシュ性状（フロー値）を測定した結果を表-4に示す。この結果、製品規格である 160～300mm の範囲内であることを確認した。また、

表-4 フレッシュ性状（フロー値）

	温度 (℃)	単位容積質量 (kg/L)	フロー値 (mm)
練り混ぜ直後	20.5	2.02	243
1 時間後	—	—	217
規格値	—	—	160～300

早期の強度確認として供試体採取後-20℃で3日間養生した後に20℃にて1日及び5日放置した供試体の一軸圧縮試験結果を表-5に示す。なお、凍結期間の14日と28日は施工期間を考慮して実施した。また凍結状態での強度を確認するため、供試体採取後-20℃で4時間及び8時間養生し、凍結させた供試体の一軸圧縮強度試験を併せて示した。いずれの試験においても、目標強度の2.0N/mm²を上回ることが確認できた。供試体採取後-20℃で5日間養生した後に20℃の水中に1日放置し、供試体の目視による状況確認を行ったところ著しい崩壊は観られなかった。

表-5 一軸圧縮試験強度

凍結期間	気中融解 期間	①	②	③	平均	判定
		N/mm ²				
4 時間	0 日	2.1	2.5	2.2	2.3	OK
8 時間	0 日	4.1	3.8	3.1	3.7	OK
3 日	1 日	5.7	6.3	6.9	6.3	OK
	5 日	13.3	10.6	11.8	11.9	OK
14 日	3 日	6.7	6.8	9.2	7.6	OK
	7 日	13.1	11.8	11.4	12.1	OK
28 日	3 日	17.1	14.9	17.4	16.5	OK
	7 日	15.8	16.9	16.5	16.4	OK
目標値		2.0N/mm ² 以上				

4. 3 施工状況

Uターン路は刃ロシールドを用いて掘削が行われ、セグメントと凍土の間に TS-グローマット fg を注入した。注入は充填管理がしやすく、かつ充填の圧力に十分に耐えられる鋼製止水板により養生し、注入孔は左右上面に各々3箇所設けた。裏込め注入の使用機械は、通常の裏込め材と異なり、材料練りを行う上下2槽式のミキサーMIX-200と圧送用ポンプのスクイズポンプMM105Hとの軽微な構成で行われた。なお、電源は坑内の分電盤から得ている。施工箇所全景を写真-1、注入状況を写真-2、材料の混練状況を写真-3、TS-グローマット fg（25 kg/袋）1tフレコン詰め納品荷姿を写真-4に示す。施工中に行われた一軸圧縮試験結果は、注入前に採取した供試体の材齢1日強度が10N/mm²、施工中に採取した供試体が8N/mm²と目標強度を十分満足する結果となった。



写真－１ 施工箇所全景



写真－２ 注入状況



写真－３ 材料の混練状況

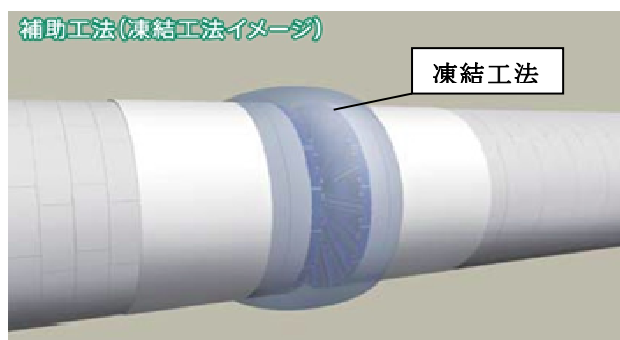


写真－４ 納品荷姿

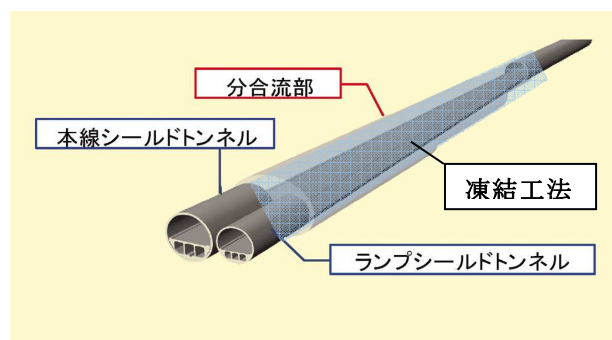
6. まとめ

低温硬化型無収縮充填材 TS-グローマット fg は、本材料と水を混合するだけで製造できる施工性に優れた材料で、通常の裏込め材と異なる 1 液注入であるため、安定した品質を確保できる材料である。

今後、東京外かく環状道路プロジェクトにおける大口径本線シールドトンネルの接続部（図－２），ならびにランプシールドトンネルの接続部（分合流部）（図－３）等において大規模な凍結工法の活用ならびに低温下での充填材の活用が見込まれている。また、今後、北海道新幹線におけるシールド工事や低温化が予想される地盤での空洞充填工事等への適用が期待され、持続可能な社会に向けた社会基盤整備に貢献できれば幸いである。



図－２ 接続イメージ図²⁾



図－３ 分合流部イメージ図²⁾

参考文献

- 1) 安藤・ハザマ・岩田地崎・土志田・宮本土木建設共同企業体：高速横浜環状北西線シールドトンネル工事施工概要資料
- 2) 国土交通省・東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)：東京外かく環状道路工事パンフレット

流動化砂による既存杭や鋼矢板などの引抜き跡への充填工法の開発

株式会社不動テトラ 高田 英典*¹
株式会社不動テトラ 伊藤 竹史*²
株式会社不動テトラ 杉野 秀一*³

1. はじめに

杭や鋼矢板の引抜き後に空洞充填を行う際、充填域の品質不良が問題となることがある。一般に行われているセメントスラリーの注入や砂の投入は、所定品質の確保や確実な空洞充填が難しいといった課題を抱えており、良質な充填材料や充填方法が望まれている。

この空洞充填における充填材料として、砂圧入式静的締固め工法（SAVE-SP 工法）で用いられる流動化砂が適用できる可能性がある。ただし、従来の SAVE-SP 工法における流動化砂とは使用方法が異なるため、求められる物性も異なると考えられる。本報では、将来的な他工種の施工や土地評価に影響が少ない砂による充填に着目して、SAVE-SP 工法に用いられている流動化砂の適用性と、空洞充填に合わせた改質状況について報告する。

2. 充填工事の課題

充填を伴う建築／土木工事は、ビル等の更新時の既存杭の撤去、護岸や岸壁の鋼管杭の更新、賃借地の返還時の地盤復旧、橋梁架替え時の杭撤去など様々な場面がある。また、鋼矢板の引抜き時に周囲の引込み対策として充填が行われることもある。このような既存杭や鋼矢板などの杭抜き孔への充填においては、充填域の確実な充填とその品質確保に加えて、周辺地盤の強度回復が課題として挙げられる。

現在、一般的に行われているセメントスラリーや流動化処理土による充填の場合、孔壁の崩壊土や孔底の掘削土と混ざることによる品質の低下や、強度不均一による高強度部分での後工程の施工性の低下、セメント固化物が地中廃棄物として扱われてしまう可能性などの問題がある（図-1 (a)）。一方、砂を投入する場合、一般には地表面から投入されるため、地表面近くで砂が詰まってしまう深部は空洞のままとなることがあり、後に地表面が沈下するなどの問題につながる（図-1 (b)）。セメントスラリーの課題に対しては、配合の工夫や杭の引抜きと同時に空洞を充填するといった施工の工夫で対応する工法が開発されている（図-2）が、他工種の施工性から砂で埋めたい場合やセメント固化物の遮水性を嫌う場合もあり、砂による確実な充填方法の開発が望まれている。

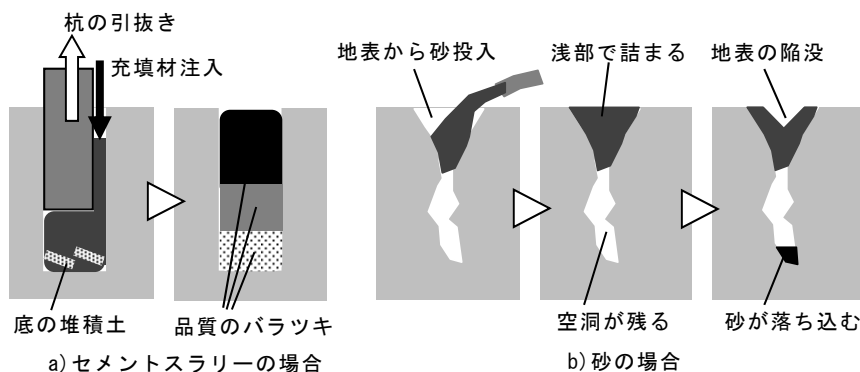


図-1 杭抜き孔への充填の問題

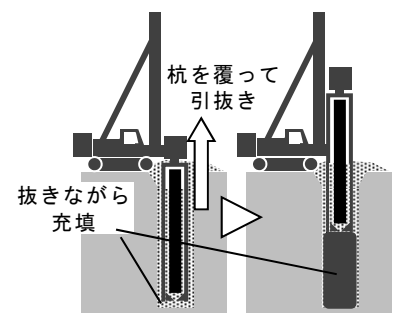


図-2 充填が確実な杭抜き工法の例

*1 Hidenori Takada 東京都中央区日本橋小網町 7-2

・ TEL 03-5644-8534 ・ FAX 03-5644-8537

*2 Takeshi Ito 東京都中央区日本橋小網町 7-2

・ TEL 03-5644-8534 ・ FAX 03-5644-8537

*3 Hidekazu Sugino 埼玉県さいたま市大宮区吉敷町 1-23-1

・ TEL 048-658-4881 ・ FAX 048-646-2684

3. 地盤の締固めに用いる流動化砂

3-1. 砂圧入式静的締固め工法

砂圧入式静的締固め工法（SAVE-SP 工法）は、流動化させた砂（写真-1）を $\phi 100\text{mm}$ 程度の細いケーシングを通して地盤に圧入して地盤の締固めを行う工法である。2009 年から 2017 年で $200,000\text{m}^3$ 超の圧入実績がある。SAVE-SP 工法の機械構成を図-3 に示す。この工法では密度 $1.1\sim 2.0\text{g/cm}^3$ 程度の流動化した砂を地中に強制的に圧入することで周囲の地盤を締固め、流動化砂自体はその過程で約 $3/4$ の体積に脱水され締まった砂となる。圧入時の締固め機構を図-4 に示す。



写真-1 流動化砂

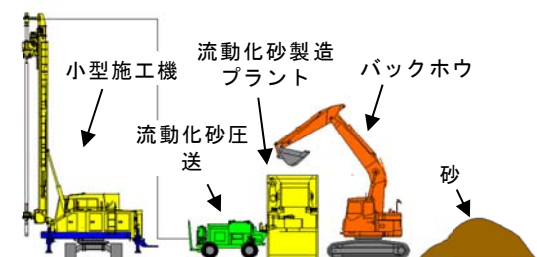


図-3 砂圧入式静的締固め工法の機械構成

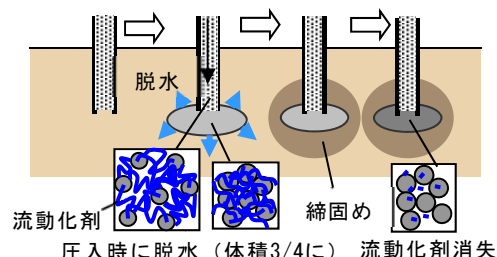


図-4 締固め機構

3-2. 流動化砂

流動化砂とは、砂にアニオン系流動化剤 L1（主成分はポリアクリルアミド）とその流動化剤の凝集作用があるカチオン系塑性化材 P1 を攪拌混合した材料で、L1 が保水することで管内の通過や地中へ圧入できる流動性と、地中で締め固められた際の内部摩擦角の発現、施工後の流動性の消失を実現した材料である。さらに、自然材料である砂を使用することで環境に優しく、原地盤とのなじみも良い材料である。

この流動化砂の物性について、実際の施工や現場にて使用されている材料を対象に調査を行った。流動化砂に用いられる砂材料は、図-5 の粒径加積曲線に示すように細粒分 $0\sim 10\%$ 、 $D_{50}=0.2\sim 1\text{mm}$ 程度の砂が用いられる。これらの砂を用いた流動化砂の物性を表-1 に示すが、密度 $\gamma=1.1\sim 2.0\text{g/cm}^3$ 程度（相対密度 $D_r=-250\sim 80\%$ ）、テーブルフロー値は $170\sim 240\text{mm}$ 程度である。長期的な流動性の消失は、飽和土槽内に養生した流動化砂を定期的に採取して物性値を計測している（図-6）。この物性値の計測では、図-7 に示すテクスチャー試験装置にてシリンダーの引き上げに要する付着エネルギーを評価しているが、およそ 1 か月で L1 の凝集により付着力が大幅に低下し湿潤砂と同程度になり、数か月でポリアクリルアミドが分解され L1 が消失していることが分かる。また、図-8 に圧密排水条件での一面せん断試験結果を示す。流動化砂の内部摩擦角は、 $\phi d=32^\circ$ 程度が確認されており、排水条件であれば砂と同様の摩擦が生じると考えられる¹⁾。

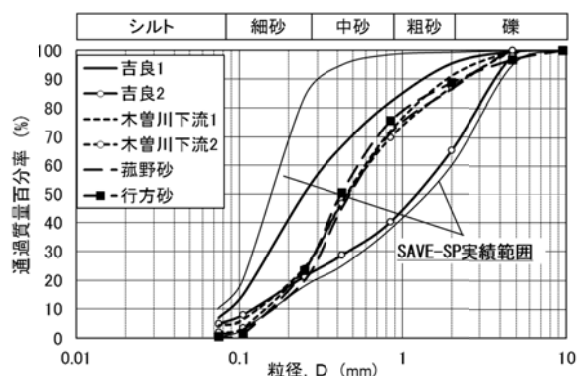


図-5 流動化砂の材料砂の粒度分布

表-1 施工や実験で用いた流動化砂の物性例

砂	密度 (g/cm^3)	含水比 (%)	相対密度 D_r	テーブルフロー値 TF (mm)
吉良 1	1.675～ 1.756	35.8～ 41.9%	-23.5%～ 7.5%	211～ 240
吉良 2	1.815～ 2.017	23.1～ 29.5%	7.2%～ 80.2%	165
木曽川下流 1	1.543～ 1.798	35.0～ 41.3%	-58.0%～ 7.1%	189～ 225
木曽川下流 2	1.600～ 1.669	29.5～ 33.1%	-42.7%～ -19.4%	198
菰野	1.115～ 1.834	25.0%	-256.6%～ 22.6%	—
行方	1.522～ 1.556	25.0%	-77.3%～ -65.0%	—

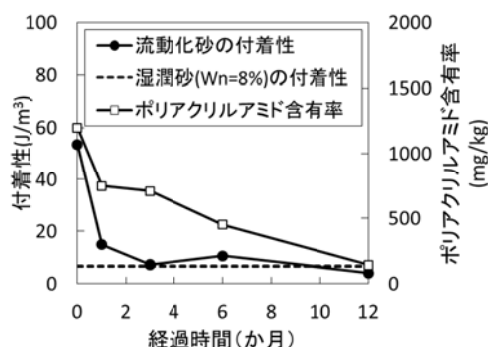


図-6 流動化砂の粘着性の経時変化

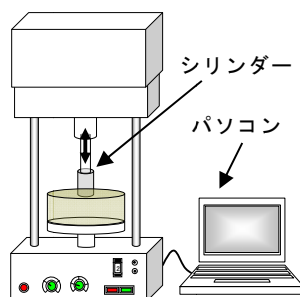


図-7 テクスチャー試験装置

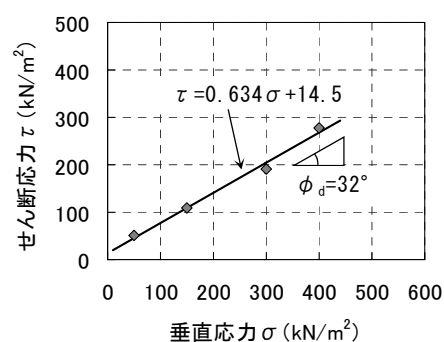


図-8 一面せん断試験結果の例¹⁾

4. 充填施工における流動化砂の課題

流動化砂はその高い流動性とそれが最終的に消失するという特性から、既存杭や鋼矢板の引抜き後の空洞充填に用いることは可能である。しかし、砂圧入式静的締固め工法用の物性のまま適用する場合、いくつかの課題がある。ここでは、その課題について整理した内容を示す。

(1) 低密度

本工法の流動化砂は、圧入した材料に地盤中で圧力を作用させ、脱水させることで締まった状態とすることを前提としている。そのため、施工に必要な流動性を確保するために表-1に示した物性値例のように相対密度 D_r が 0%未満と小さい状態もある。この流動化砂を単純に充填した場合、 $D_r < 0\%$ の緩い砂を作ってしまう、将来的に沈下や変形を生じかねない。現在の流動化砂を用いる場合、強制圧入して脱水することで締まった砂にしたいが、強制圧入に伴う周囲の変位や、対象地盤が透水性の良い砂質土に限定されるなどの弊害がある。したがって、充填に用いる場合、脱水しなくても大きな密度となっていることが望ましい。

(2) 品質のバラツキ

流動化砂の製造工程では、パドルミキサーでの材料攪拌やアジテータやポンプへの投入など、空気が混入する場面がある。このときの混入空気量の制御は難しく、密度の管理も困難である。表-2、図-9は実施工での流動化砂の密度の計測例だが、プラント内での各工程やバッチ毎に密度が変わることが分かる。砂によっては 0.1g/cm^3 程度の密度変化で相対密度が数 10%変わり内部摩擦角も大きく変化するので（例えばマイヤホッフの式 $\phi = 28 + 0.15D_r$ ²⁾）、密度のバラツキは品質の点で問題となる。充填域の品質管理の面からも、流動化砂の密度を一定値に制御できることが望ましい。

(3) 製造から施工までの時間

流動化砂は、プラント製造から 1 時間程度で施工に適した流動性が失われる。杭抜き工事と併せて充填する場合、杭抜きの進捗に応じるため、日々の工事で製造量を使い切れなことが予想される。現状、このような余った材料は廃棄しているが、流動性が長時間維持され翌日も使用することができれば、コストダウンに繋がる。また遠隔地のプラントからの配送など、施工形態の自由度を増やすことができる。

(4) 施工機械の制限

本工法では、 $\phi 100\text{mm}$ 程度のケーシングを装備した専用機械での施工が前提のため、杭や矢板の引抜き機械と並んで引抜きと同時に充填することは難しい。杭抜き工程と別工程の施工では、現場によっては、工期の増大、機械や人員の出入り、杭抜き孔の崩壊による施工性の悪化などで適用できなくなる。図-2に示したような杭抜き機械に元々備わっている装置（スラリー注入用の $\phi 25\text{mm}$ 程度の配管）を用いて流動化砂を注入することができれば、様々な施工機械で充填可能な材料として使用することができる。

表-2 プラント各所での密度計測例

材料の移動経路

場所	バッチ	吉良 a	吉良 b	木曽川 下流 a	木曽川 下流 b
ミキサー内		1.861	1.815	1.615	—
アジテータ内		1.940	1.967	1.600	1.603
ポンプのホッパー内		1.935	—	—	1.669

(単位は g/cm³)

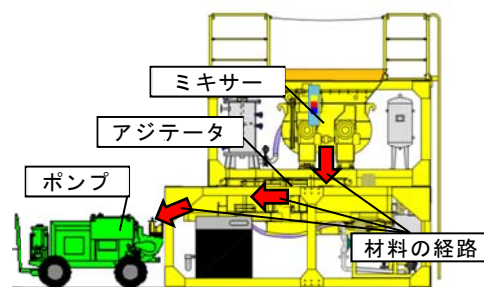


図-9 密度計測試料の採取箇所

その他の検討事項も含め、課題と今後の開発目標を併せて整理した結果を表-3 に示す。

表-3 流動化砂の物性、課題、充填のための開発目標

項目		現状の物性	充填用への課題	開発目標
物性	砂の粒度	最大粒径 ≤ 9.5mm 細粒分 Fc = 5% 以下程度	締固めではないので 条件を緩和したい	条件の緩和
	密度	1.1 ~ 2.0 g/cm ³	脱水せずに大きな 値にしたい	1.8g/cm ³ 超
	相対密度 D_r	0%未満が多い		50%程度 (φ = 35° 程度)
	密度のバラツキ	±0.1 g/cm ³ 程度	一定値にしたい	±0.02 g/cm ³ 程度
	施工までの時間	製造から 1 時間程度	翌日の利用や定置プラントからの配送をしたい	製造から 24 時間程度
	流動性の残存期間	1 か月程度	充填後なるべく早く 品質確認を行いたい	1 週間程度
施工性	プラント	専用プラントを使用	汎用品を使いたい	汎用パドルミキサーの使用
	ポンプ	コンクリートポンプ (最大圧力 7MPa)	締固めではないので 簡易な機械にしたい	小型のスクイーズポンプでも圧送可能
	配管	内径 5~10cm のホースや管	杭抜き機械のスラリー管などを利用したい	内径 20mm 程度の配管
	対象土	脱水が必要なので 砂質土に限定	粘性土でも充填したい	全ての土質

5. 充填施工における流動化砂の課題

表-3 で示した、充填用流動化砂の開発目標に対する現状を示す。

(1) 密度の増加

流動化砂の密度は、添加薬剤として界面活性剤 S1 を追加することで対応できる。S1 は L1 の劣化防止や粒子間摩擦の低減作用があるため、P1 を増加して L1 の一部を早期に凝集させても流動性を確保できる。P1 を増加させた場合、L1 の一部が攪拌直後から凝集しているので、流動化砂の保水量が減り、密度が増加する。図-10 は S1 を追加した流動化砂の密度で、P1 量を基準値から増量することで、密度を増加させている。このとき流動性（テーブルフロー値やテクスチャー試験装置による貫入抵抗）はほとんど変化がない。薬剤配合量の変更により、密度の操作が可能と言える。

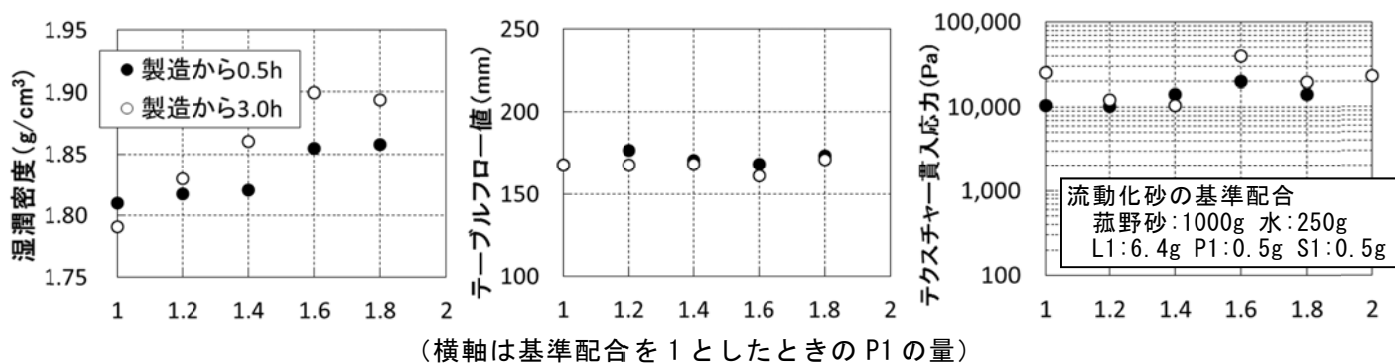


図-10 塑性化剤量を変化させることによる密度の操作例

(2) 密度のバラツキの低下

流動化砂の密度は、プラントの製造工程の各段階やバッチ毎に変化してしまうので、製造工程に密度調整工程を追加することを検討中である。図-11 は、流動化砂の湿潤密度の変化を示したもので、アジテータで流動化砂を攪拌したり（図-12）、バイブレータで振動させる（図-13）ことで密度を増加させられることが分かる。所定の密度になるまで攪拌するなどの工程を加えることで、一定の密度の流動化砂を製造することが可能と考えている。

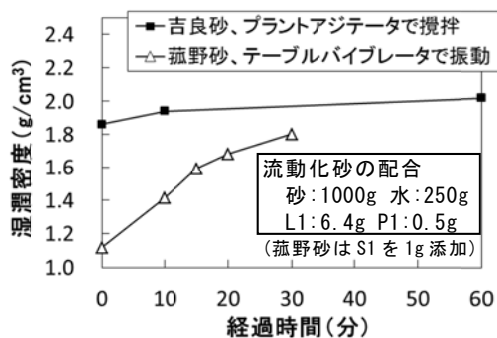


図-11 外乱による密度変化

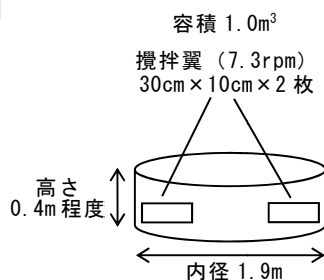


図-12 アジテータの仕様

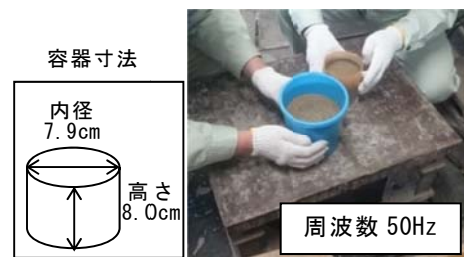


図-13 テーブルバイブレータの加振

(3) 施工までの時間の延長

流動化砂に S1 を添加することで流動性が保持され、製造から施工までの時間を延長することが可能である。図-14 は S1 を添加した場合のテーブルフロー値の経時変化であるが、S1 添加なしだと1時間で流動性が大きく低下しているが、S1 添加では流動性の低下はみられない。界面活性剤 S1 の添加によって流動性の長時間保持が可能である。

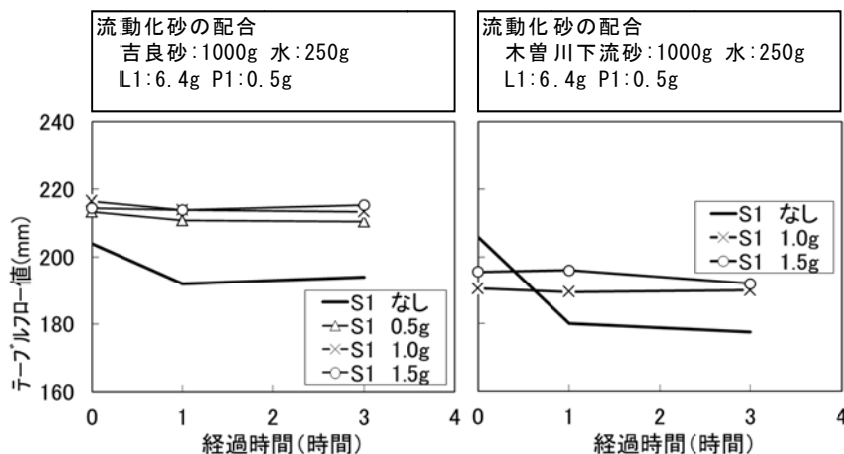


図-14 S1 添加の有無による流動性の経時変化の違い

(4) 細い配管での施工性

流動化砂が細い管を通過した場合の押し力を計測する実験を行った。実験概要は、図-15 に示すような内径 2cm のアクリル管に流動化砂を 30cm 充填し、これを 30cm 押し上げる間の力を計測するものである。流動化砂の物性および計測結果を表-4 にまとめる。なお、流動化砂には S1 を添加し流動性を長時間維持させたものを用いている。密度や製造からの時間が異なるいくつかの試料で実施したが、いずれも通常の砂の 5

～10%程度の押し力でアクリル管を通過させることができ、高密度状態・長時間経過後の圧送の可能性を示唆する結果となった。なお、サイロ理論の Janssen の式³⁾を用いて、計測された押し力から周面抵抗を計算したところ $\mu \kappa$ (粒状体と壁面の摩擦係数と静止土圧係数の積) = 0.001 となった。これを用いて高さ 10m の場合の押し力を推定したところ 20～30kgf と小さく、杭抜き機械の配管内の通過も可能と考えられる。

表-4 流動化砂のアクリル管通過時の押し力

材料 場所	行方砂 製造直後	行方砂 24h 後	行方砂 48h 後	非流動化砂
密度 (g/cm ³)	2.069	1.806	1.834	1.848
相対密度 D_r (%)	75.9	13.6	21.1	25.2
押し力 F (gf)	762	1431	382	13224

流動化砂の配合

砂:1000g 水:250g L1:6.4g P1:0.5g S1:1.0g

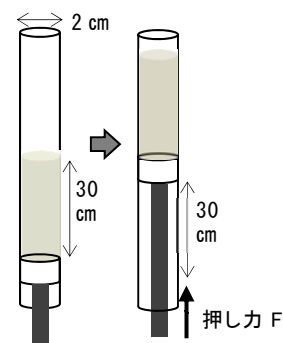


図-15 アクリル管の通過

6. 杭の引抜き跡を模擬した充填実験

弊社土浦総合技術研究所 試験フィールドにて、杭の引抜き跡を模擬した流動化砂による充填実験施工を実施した。本実験の目的は、実施工での充填用流動化砂の物性値を確認するとともに、充填施工上の問題点を確認することである。

6-1. 実験概要

本実験では、菰野砂（愛知県産）と行方砂（茨城県産）を材料砂として流動化砂を製造し、3種類の充填実験を実施し、流動化砂の物性値確認と施工性の確認を行った。製造する流動化砂の設定は、含水比 $w=25.0\%$ とし、薬剤配合は、材料砂の乾燥砂重量に対して、 $L1=0.64\%$ 、 $P1=0.05\%$ 、 $S1=0.1\%$ とした。この時の $L1$ および $P1$ の添加割合は、砂圧入式静的締固め工法の標準配合である。流動化砂の物性値の計測は、流動化砂製造直後、充填（圧送）前、充填直後、充填後 1～2 か月経過に実施した。物性値の計測項目は、湿潤密度、含水比、テーブルフロー値、テクスチャー値とした。

図-16 に、本実験で使用した施工機械仕様を示す。機械仕様は、ロータリーパーカッションドリル施工機と製造プラントについては、従来の砂圧入式静的締固め工法と同様である。ただし、充填用流動化砂の適用のために従来設備の変更を行った。変更内容について、表-5 に示す。

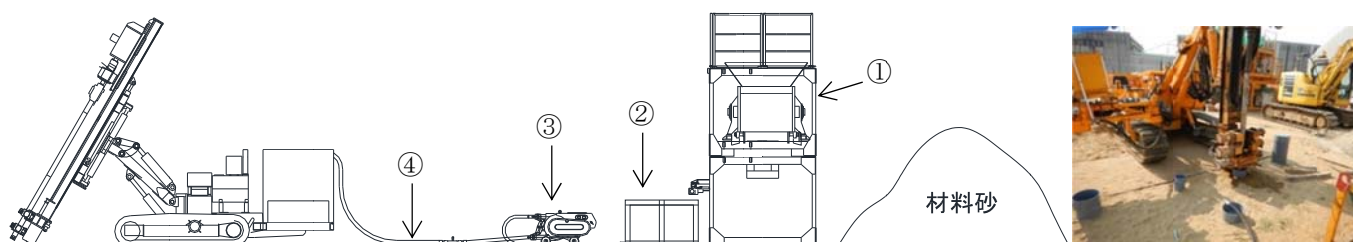


図-16 流動化砂の充填実験 施工機械の仕様

表-5 流動化砂の充填実験 施工設備の変更点

設備変更箇所		変更内容
①	流動化砂製造プラント	界面活性剤 S1 の添加装置を追加
②	流動化砂の密度計測工程	流動化砂の「体積」を計測する水槽と「重量」を計測する U 字ばかりを追加し、密度の計測を実施
③	圧送用ポンプ	スクイーズポンプ（吐出量 30～100 リットル/分、吐出口径を 2 インチから 1 インチへテーパー管を用いて変更）
④	配管	インチ（ $\phi 25\text{mm}$ ）のホース 20m×2 本=40m

図-17に充填実験模式図を示す。また、表-6に充填実験条件を示す。本実験では、杭の引抜き跡を模擬し、粘性土地盤を模擬した塩ビ管充填と、砂質土地盤を模擬した排土孔に対して、充填用に製造した流動化砂を実際の施工機を用いて充填実験を実施した。充填施工は、施工機のロッド先端を充填孔下部から30 cmのクリアランスを確保し、ポンプによる流動化砂の圧送を行う。充填孔から流動化砂がオーバーフローすることを確認し、流動化砂を圧送しながらロッドを引き上げることで、流動化砂による充填を行った。

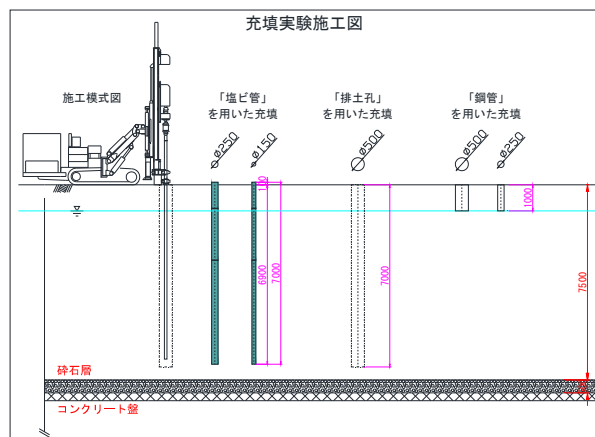


図-17 充填実験模式図

表-6 充填実験の条件

塩ビ管	・杭引抜き後の空隙を想定 ・孔内に障害物は無し（充填体積は既知） ・粘性土地盤（非排水条件） ・管内は水で充滿
排土孔	・杭引抜き後の空隙を想定 ・孔内の状況は不明（充填体積は未知） ・砂質土地盤（排水条件） ・孔内は孔壁保護泥水で充滿
鋼管	・杭を引抜きながらの充填を想定

6-2. 実験結果

本実験で計測された流動化砂の物性値を表-7に示す。充填後の密度計測は標準貫入試験（SPT）のサンプリングにより実施した。充填用流動化砂として、従来の流動化砂に比べ低含水比、高密度の流動化砂を製造できた。また、これらの流動化砂を細い配管を圧送可能であると確認できた。流動化砂の物性値計測結果から、製造時から充填直後まで流動化砂の密度はほとんど変化せず、不溶化が進むにつれて密度が上昇することが確認された。

表-7 充填実験における流動化砂の物性値

充填対象	材料砂	製造時（室内試験）			充填前（水槽での計測）			充填直後（SPT サンプラー）			充填後1～2ヵ月経過		
		密度 (g/cm ³)	含水比 w (%)	相対密度 Dr (%)	密度 (g/cm ³)	含水比 w (%)	相対密度 Dr (%)	密度 (g/cm ³)	含水比 w (%)	相対密度 Dr (%)	密度 (g/cm ³)	含水比 w (%)	相対密度 Dr (%)
塩ビ管	菰野	1.908	26.0	43.0	1.880	—	40.4*	1.914	24.3	42.9	1.931	22.4	58.0
	行方	1.928	26.8	44.5	1.830	—	27.7*	1.854	25.7	31.0	1.920	22.6	57.1
排土孔	行方	1.939	25.9	50.0	1.890	—	42.0*	1.879	24.0	43.0	2.024	21.4	82.7

※含水比計測結果がない場合は、所定配合（含水比 w=25.0%）として相対密度 Dr を算出した。

7. まとめ

杭や鋼矢板の引抜き孔への充填に、砂圧入式静的締め砂杭工法に用いる流動化砂を適用する際の課題を整理し、より充填に適した物性や製造法への改善状況を示した。各種室内試験を実施し、充填に適した流動化砂の開発を進めている。また、実際の施工設備を用いて流動化砂を圧送し、施工時の物性値や問題点の把握を行った。試験結果から、従来の流動化砂よりも高密度の流動化砂を製造し、細い配管を簡易に圧送することが可能であることを確認した。今後は、より実工事に近い条件での試験を実施する予定である。

参考文献

- 1) 今井優輝, 大林淳, 福島真吾, 伊藤竹史: 砂圧入式静的締め固め工法（SAVE-SP 工法）の改良効果と適用事例, 第54回地盤工学シンポジウム, pp.579-584, 2009.
- 2) G.G.Meyerhof: Compaction of sands and bearing capacity of piles, ASCE, Vol.85 No.SM6, pp.1-29, 1959.
- 3) 川上公夫, 種谷新一: 概論粉体工学, プラント工学社, pp.78-79, 1967.

安価で迅速な沈下対策を用いて持続可能な社会基盤整備に貢献する技術紹介 —真空圧密工法による盛土荷重を必要としない地盤沈下対策事例—

錦城護謨（株） ○日下部祐基^{*1} 山戸勝博^{*2} 榎原司^{*3}

石橋健^{*4} 梅屋司^{*5} 本間祐樹^{*6}

大空町役場 平野毅^{*7}

大空町社会福祉協議会 齋藤慎吾^{*8}

吉井建設（株） 川尻清輝^{*9}

（株）ドーコン 小林修司^{*10}

1. はじめに

わが国では、現在持続可能な開発目標（SDGs）達成に向けた取組がされており、SDGsが目指すものは経済成長、社会問題の解決、環境保全がバランスよく成立つ持続可能な世界である¹⁾。この達成においては、社会基盤整備では建設費の削減や合理的な維持管理、および自然環境の保全が必要であると考えられる。

軟弱地盤上に建築物を築造する場合に、建築物が堅硬な基礎で支えられるために周辺地盤の沈下により大きな段差が生じる場合がある。この対策としては、周辺地盤を固結工法により固める、あるいはプレロードによりあらかじめ圧密沈下させることが考えられるが、工費や工期的な問題があり現状では段差が生じた場合に簡易な処理で対処されているのが実情である。持続可能な建築物にするためには、事前に安価で長期の工期を要しない対策工が求められる。

ここでは、盛土荷重をかけずに真空圧密のみで建築物の周辺地盤を短期間で圧密沈下させて、建築物完成後の段差発生を回避する対策工を実施したので、その概要を報告する。

2. 工法の概要

真空圧密ドレーン工法については、前回詳細を報告²⁾した。ここでは、概要を示す。真空圧密工法は、地盤改良工法の改良原理で大別される圧密・排水工法の一つに分類される。真空ポンプや鉛直ドレーン材等を用いて軟弱地盤内に負圧をかけ、地盤中に含まれる間隙水を強制的に排水して圧密沈下の促進や強度増加を図る工法である。図-2.1³⁾に示すように、地盤の表面を気密シートで覆うタイプと鉛直ドレーン材と真空ポンプを直接結ぶタイプに大別⁴⁾される。ここで採用したタイプ

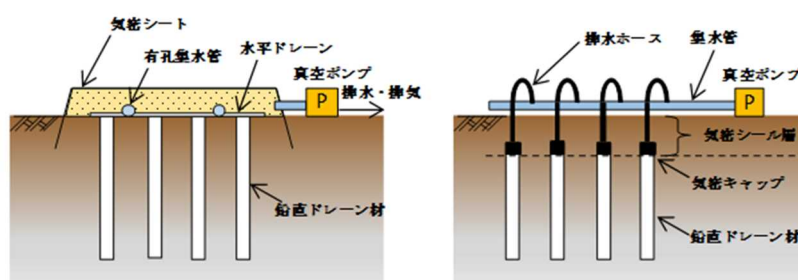


図-2.1 真空圧密工法の概要 ³⁾の図を修正加筆

^{*1} Yuki KUSAKABE, ^{*2} Katsuhiko YAMATO, ^{*3} Tsukasa SAKAKIBARA, ^{*4} Ken ISHIBASHI, ^{*5} Tsutomu UMEYA,

^{*6} Yuki HONMA, : 札幌市中央区北 1 条西 15 丁目 1 番地 3 TEL 011-631-2220 FAX 011-631-1300

^{*7} Tsuyoshi HIRANO : 網走郡大空町女満別西 3 条 4 丁目 1 番 1 号 TEL 0152-74-2111 FAX 0152-74-3643

^{*8} Shingo SAITO : 網走郡大空町女満別西 4 条 4 丁目 1 番 6 号 TEL 0152-75-6021 FAX 0152-75-6022

^{*9} Kiyoteru KAWAZIRI : 網走郡大空町女満別 TEL 0152-74-2185 FAX 0152-74-3877

^{*10} Syuji KOBAYASHI : 札幌市厚別区厚別中央 1 条 5 丁目 4-1 TEL 011-801-1576 FAX 011-801-1571

プは、後者の気密シートを不要としたドレーン材と真空ポンプの直結タイプである。このタイプの工法は、プラスチックボードドレーンと排水ホースをキャップで連結し、キャップ部を粘性土層の上面から1m程度の深さに配置してこの粘性土層を負圧維持するための負圧シール層とし、気密性を確保するところに特徴がある。

3. 現場概要

施工現場は、女満別市街地の東縁を流下しているトマップ川と運動公園に挟まれた箇所である。周囲は市街地であるため旧地形が不明確になっているが、河川西側は台地地形（丘陵性台地地形）の様相を呈し、トマップ川を中心として沖積低地面が開析地形として広がっている。

地質は、泥炭および粘性土からなる泥炭性軟弱地盤が分布している。土層構成は、表層より層厚 3～4m 程度の盛土（Bk）が分布し、その下位層には層厚 5～6m で軟弱な泥炭（Ap）および有機質シルト（Acp）がやや圧密された状態でほぼ水平に堆積している。また、この軟弱層の下位には N 値 10～40 程度の砂質土層（As1,As2）が厚く分布している。表-3.1 に各層の特徴と概要を示す。

表-3.1 各層の特徴と概要

地区	時代	土層名	地層記号	N値 (回)		特 徴
				範囲	平均	
女満別	沖積	盛土	Bk	3～9	5	腐植土を混入した細粒火山灰や中粒火山灰など雑多に混入する盛土。
		泥炭	Ap	1～2	1	圧密されやや分解が進んだ泥炭
		有機質シルト	Acp	1～3	1	全体的に有機物を多く含んだシルトで、局部的に凝灰質である。比較的粘性は弱い。
		第1砂質土層	As1	3～38	25	φ5mm程度以下の軽石および火山灰を混入した細粒砂からなり、上層部はやや有機物を混入する。
		第2砂質土層	As2	13～25	19	火山灰を混入した細～中粒火山灰で、上部第1砂質土層よりやや軽石の混入量が多い傾向にある。

4. 試験調査結果より設定した設計条件、および設計計算値と実測値との比較

4.1 設計条件

試験結果より設定した各層の設計定数を表-4.1、および圧密対象層の圧密特性を図-4.1 に示す。圧密対象層の泥炭層は、自然含水比 W_n が 220.3%、有機質シルトが 130.4%（深度毎の平均値）である。泥炭層としては低含水比であるが、これは上層の盛土により圧密がある程度進行していることが起因していると推測される。

設計に用いた各層厚は、既存ボーリング柱状図を参考に盛土 3.9m、泥炭層 2.9m、有機質シルト層 2.05m とした。地下水位は 1.72m に設定した。ドレーンは、1.0m 間隔の正方形配置で打設した。

4.2 沈下量実測値

図-4.2 に実測された沈下量曲線を示す。測定位置は前述した既存ボーリング位置に近接した位置のものである。双曲線法による最終沈下量は、本年 9 月末の時点で 0.409m である。

4.3 設計計算値と実測値の比較

ここでは、最終沈下量および時間圧密度を比較する。

表-4.1 設計土質定数一覧表

地下水位 GL-1.72m ～ GL-3.85m	土質名		平均 N値 N	単位体積 重 量 γ _t	粘着力 c	内部 摩擦角 φ	孔内水平載荷試験 相当の変形係数 試験値または Es=700N	強度 増加率 m	沈下 対象層	設計 e-logp 曲線	設計 c _v 曲線
			(回)	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(°)	(kN/m ²)				
▽	盛土	Bk	5	19.0	—	25	2,436※				
	泥炭	Ap	1	11.4※	31	—	700	0.35	○	Ap曲線	Ap曲線
	有機質シルト	Acp	1	11.6※	36	—	700	0.25	○	Acp曲線	Acp曲線
	第1砂質土層	As1	25	18.0	—	37	17,500				
	第2砂質土層	As2	19	18.0	—	34	13,300				

※試験値

最終沈下量の計算値は、e-logp 曲線を用いる方法、圧縮指数 Cc による方法、および体積圧縮係数 mv を用いる方法で求めた。その結果、それぞれ 0.51m、0.63m、0.61m が得られた。実測値を用いた双曲線法による推定値 0.409m と比較すると、いずれも大きな値になっている。この原因には、設計で設定した地層厚と実現場の相違などが考えられるが、さらに沈下促進の違いも推測される。室内試験の圧密試験では上載荷重による圧縮荷重が作用するのに対して、真空圧密ドレーン工法では間隙水を吸引する引張荷重が作用することになる。このため、地盤圧密後の土粒子の配列が異なっていることが予想され、このことによる最終沈下量の差異も一因と考えられる。

時間圧密度の比較では、ドレーン工法の沈下解析で一般に用いられるバルン解を用いて計算値と実測値を比較した。沈下時間と圧密度の関係式を以下に示す。

$$t_i = \frac{d_e^2}{c_h} T_h \quad (1)$$

$$U_t = (1 - \exp(\frac{-8T_h}{F(n)})) * 100 \quad (2)$$

ここに、

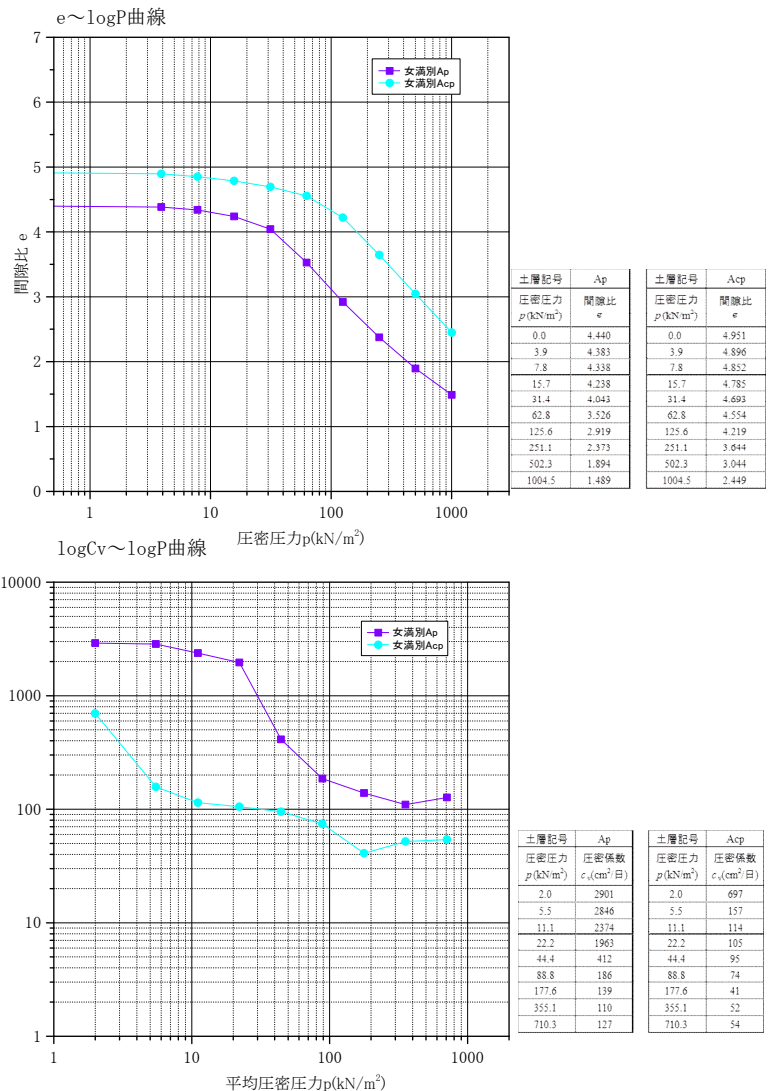


図-4.1 軟弱層の圧密特性

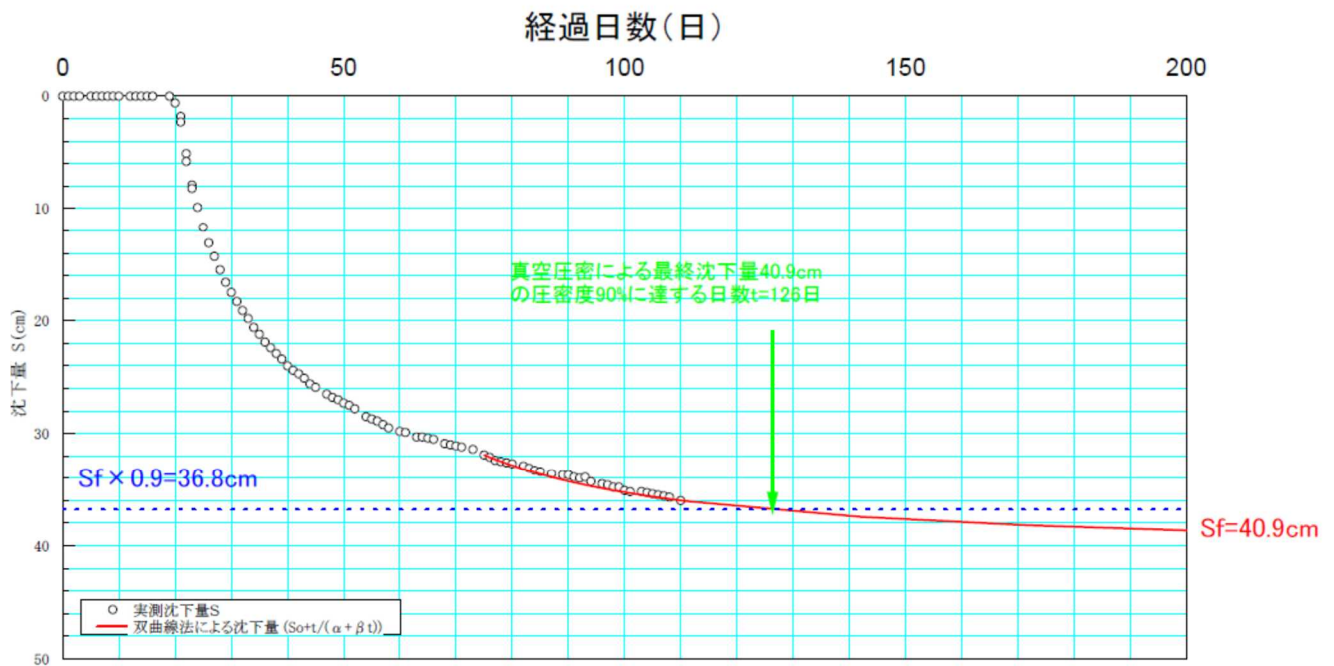


図-4.2 実測沈下曲線

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

t_i : 負圧作用日数 (day)

T_h : 時間係数

c_h : 水平方向圧密係数 (m^2/day)、ここでは鉛直方向圧密係数 c_v

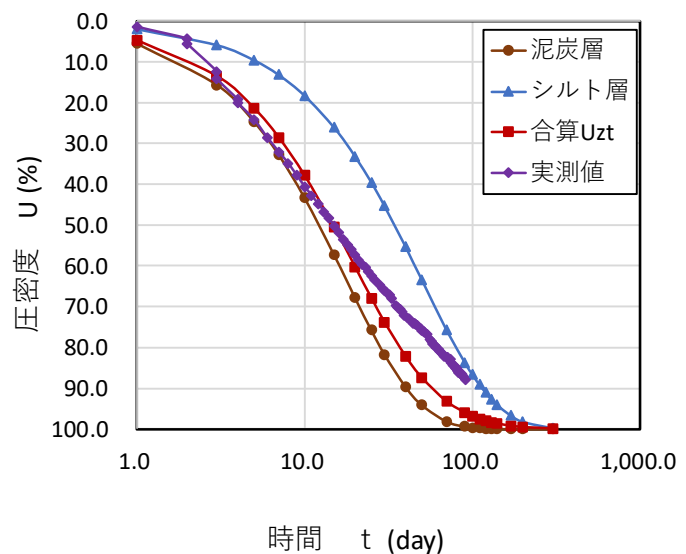
泥炭層 $c_v = 2.14 \times 10^{-2} \text{m}^2/\text{day}$

有機質シルト層 $c_v = 0.76 \times 10^{-2} \text{m}^2/\text{day}$

U_t : 時間圧密度 (%)

d_e : ドレーンの有効直径 (m)

d_w : ドレーンの換算直径 (m)



時間 t (day)

図-4.3 時間・圧密度曲線

図-4.3 は、沈下時間と圧密度の関係を示したものである。図中の合算 U_{zt} とは、泥炭層と有機質シルト層の合算圧密度であり、各層の沈下量の重み計算で下記の式より求めた。

$$U_{zt} = \frac{S_p * U_{pt} + S_{pc} * U_{pct}}{S_z} \quad (3)$$

ここに、 U_{zt} : 全時間圧密度 (%)

U_{pt} : 泥炭層の時間圧密度 (%)

U_{pet} : 有機質シルト層の時間圧密度
(%)

S_z : 全最終沈下量 (m)
(ここでは、e-logp 曲線を用いる
方法を用いた。=0.51m)

S_p : 泥炭層の最終沈下量 (m)
(上記同様。=0.40m)

S_{pc} : 有機質シルト層の最終沈下量
(m) (上記同様。=0.11m)

全体的な傾向としては、実測値は泥炭層と有機質シルト層の圧密度の範囲内にあり、沈下初期では泥炭層の圧密度に近い値を示し、徐々に有機質シルト層の圧密度に近づく傾向がみられる。泥炭層は一般に初期の沈下が早いといわれていることから、予想された傾向と考えられる。このことから実測沈下量は、沈下初期では泥炭層の圧密度に近似し、その後有機質シルト層の圧密度に近似していくと推測される。

なお、ドレーン打設時の周辺地盤の乱れやドレーン材の透水性を考慮したウェルレジスタンス⁵⁾の影響により、圧密遅れが懸念されるが、今回の結果ではこれらの影響がみられなかった。

また、ここで設計計算に用いた水平方向圧密係数には、水平方向と鉛直方向の圧密係数が等しいと仮定して圧密試験より求めた鉛直方向圧密係数を代用した。既存の研究には、設計計算に鉛直方向圧密係数を用いても実現象を近似できるとする報告^{6) 7)}がある。前述したように本現場においても、実測時間圧密度が各層の時間圧密度の範囲内にいることから、このことは妥当であると推察される。

図-4.4 は、沈下時間と圧密度に最終沈下量を乗じて時間沈下量を求めて関係を示したものである。全沈下量が計算値と実測値で相違していたことから、実測沈下量は泥炭層の沈下曲線よりも小さい値を示している。このことから、現場計測された地点の泥炭層厚は、設計条件で用いた泥炭層厚 2.9m より薄かったことが推察される。今回は層別沈下計や再ボーリングを行っての調査を実施していないので検証できないが、今後さらに検討したい。

5. まとめ

以上をまとめると次の通りである。

- 1) 実測沈下量は、沈下初期には沈下速度の速い泥炭層の圧密度に近似し、その後有機質シルト層の圧密度に近似していくと推測された。
- 2) 本現場条件では、実測時間圧密度が各層の時間圧密度の範囲内にいることから、設計計算に用いる水平方向圧密係数に鉛直方向圧密係数が代用できると推察された。
- 3) 実際の泥炭層厚は、実測沈下量が泥炭層の沈下曲線よりも小さい値を示していることから、設計条件で用いた泥炭層厚よりも薄かったことが推察された。

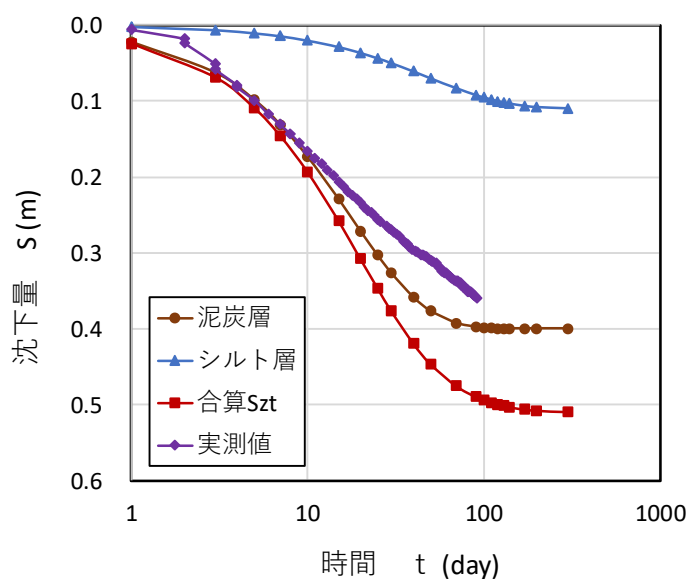


図-4.4 時間・沈下量曲線

6. あとがき

ここでは、持続可能な社会基盤整備に貢献する技術として、真空圧密ドレーン工法のみでの地盤沈下対策を行った事例を紹介した。本報告が今後の軟弱地盤を対象にした社会基盤整備の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 甲木浩太郎：持続可能な開発目標（SDGs）達成に向けた我が国の取組、技術士 PE、公益社団法人日本技術士会、p3、2019.7
- 2) 日下部祐基、山戸勝博、川辺慶司、榊原司、白神新一郎、高橋秀彰：河川防災としての遊水地建設に貢献する真空圧密ドレーン工法の紹介、第 17 回技術報告会土質基礎に関する「防災技術」技術報告会報告集、北海道土木技術会土質基礎研究委員会、pp47-56、2019.2
- 3) 公益社団法人日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）、pp263-266、2012.
- 4) 独立行政法人 土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤マニュアル、pp2-6、2011.
- 5) 吉田秀樹、坂田和俊、片桐雅明、寺師昌明、村川四朗：浚渫粘土埋立地盤の状態と圧密定数の設定方法、土木学会論文集 C、Vol.64 No1、pp111-126、2008.3
- 6) 水上純一、小林正樹、土田孝：粘性土の水平方法圧密係数、土木学会論文集、No.535/III-34、pp1-12、1996. 3
- 7) 嘉門雅史：プラスチックボードドレーンによる軟弱粘土地盤の改良事例、ジオテキスタイルの適用性に関する課題とその対策、土質工学会、pp171-176、2000.

New スリーブ注入工法の開発と施工事例

日特建設株式会社 竹内 仁哉^{※1}

1. はじめに

都市部における土木工事は、地下水を多く含む崩壊性のある沖積・洪積地盤を中心とする軟弱地盤を対象とすることが多い。従って、地盤掘削時の補助工法として薬液注入工法が多く採用されている。薬液注入工法は固結性のある薬液を地盤（主に砂質土）中に圧入し、止水、地盤強化、液状化対策等をはかる地盤改良工法の一つであるが、多く採用される理由は、地盤改良工法として準備・設備が簡便で小規模であり、狭い場所や低空頭箇所において施工が可能なためである。さらに振動や騒音が少なく、短期間に工事ができるという利点もある。そのため現在においても欠くことのできない重要工法の一つとして位置づけられている。

薬液注入工法に係る近年の動向としては、主に液状化防止を目的として耐久性を有する薬液が開発・利用されるとともに、注入材料や施工方法に様々な改良が加えられ、実用化されている。このような中、当社においても従来のダブルパッカ工法で使用していた注入パイプに様々な改良を加え、薬液の吐出機構やパイプ構造を一新した New スリーブ注入工法を開発した。以下に New スリーブ注入工法の概要や野外で行った注入実験、施工事例を紹介する。

2. New スリーブ注入工法の概要¹⁾

2. 1 注入工法の分類

現在、薬液注入工法として使用されている主要な注入工法の分類は、図-1 のとおりである。各注入工法の特徴と施工実績等については、「二重管ストレーナ工法」と「ダブルパッカ工法」は、立坑の管路発進防護や底盤改良、矢板欠損部などの止水を目的とした工事に利用されることが多い。二重管ストレーナ工法は小型のボーリングマシンを使用する簡便な工法で工費も安価であり、最も施工実績が多い。ダブルパッカ工法（シールグラウト方式）は、削孔能力の高いロータリーパーカッションドリル方式で削孔するため、注入深度が 25m 以上となる場合や削孔地盤が硬質である場合、また高い注入効果を期待する場合等に用いられている。近年、薬液注入工法の用途が広がり砂質地盤の液状化対策にも使用されているが、この場合の注入工法は、ダブルパッカ工法（地山パッカ方式）や結束細管多点注入工法が用いられる。

今回紹介する New スリーブ注入工法は、「ダブルパッカ工法」-「シールグラウト方式」に分類される。

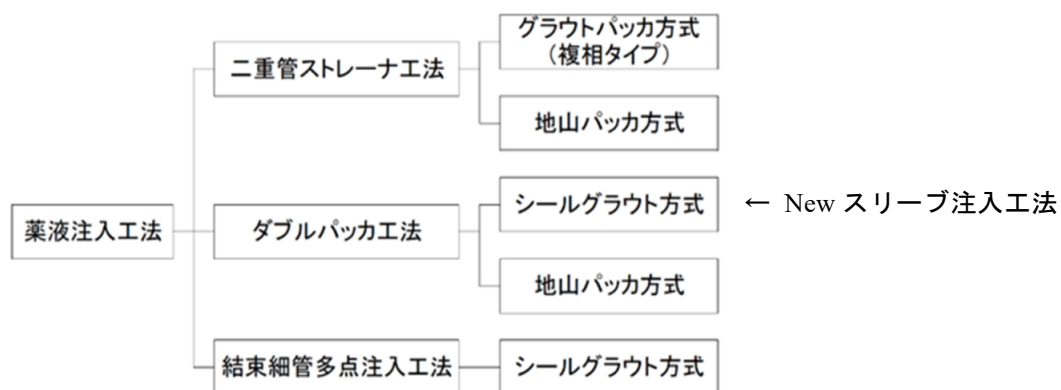


図-1 薬液注入工法の分類

^{※1} Jinya Takeuchi 東京都中央区東日本橋 3 丁目 10 番 6 号 TEL 03-5645-5115 FAX 03-5645-5113

2. 2 従来工法との比較

従来のダブルパッカ工法（シールグラウト方式）で使用されている注入パイプは、33cm 間隔にバルブが設置されており、ステップアップしながら一次、二次注入をこのバルブから点吐出で施工する。これに対し New スリーブ注入工法は、一次、二次注入バルブを分離し、メインとなる二次注入は、長い注入区間（約 75cm）から注入材料を吐出させる構造となっており（図-2、写真-1）、注入材料が対象地盤に対して浸透注入形態になり易くなるように改善している。

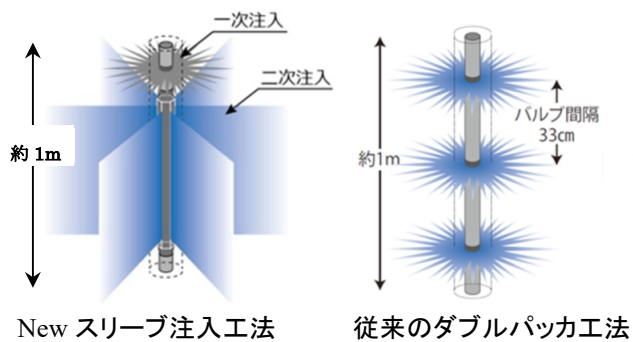


図-2 注入イメージの比較

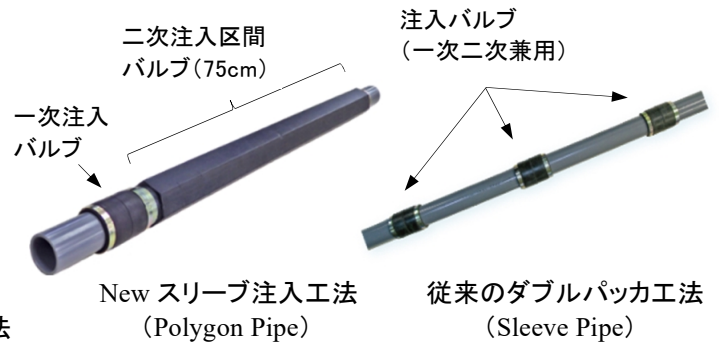


写真-1 注入パイプの比較

2. 3 注入パイプ構造と注入区間形成

図-3 に New スリーブ注入工法の注入パイプ模式断面を示す。使用する注入パイプ（Polygon Pipe）は、二次注入区間のパイプ形状を六角柱とし、各頂点部に多数の材料吐出スリットを設けている。これにより、ボーリング孔壁と注入パイプの間にあらかじめ充填・固化させたシール材（セメントベントナイト液）に、6 方向の縦方向クラッキングを行い、長い注入区間形成を可能としている。写真-2 には、地上において清水を送水した場合の各スリットからの吐出状況を示す。写真-3 には、上述のシール材クラッキング機構（着色水を送水）を実験的に確認した時の結果を示す。

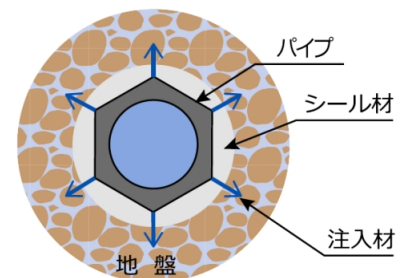


図-3 注入パイプ模式断面



写真-2 清水の地上吐出状況



写真-3 シール材に発生した縦方向クラッキング

2. 4 施工手順

New スリーブ注入工法の施工手順を図-4 に示す。基本的には従来工法と同一であり、機械設備等は従来工法の機械がそのまま使用可能である。また注入作業時に注入パイプ内に挿入する注入内管（ダブルパッカ）についても、従来工法のものが転用できるような注入パイプ構造としている。

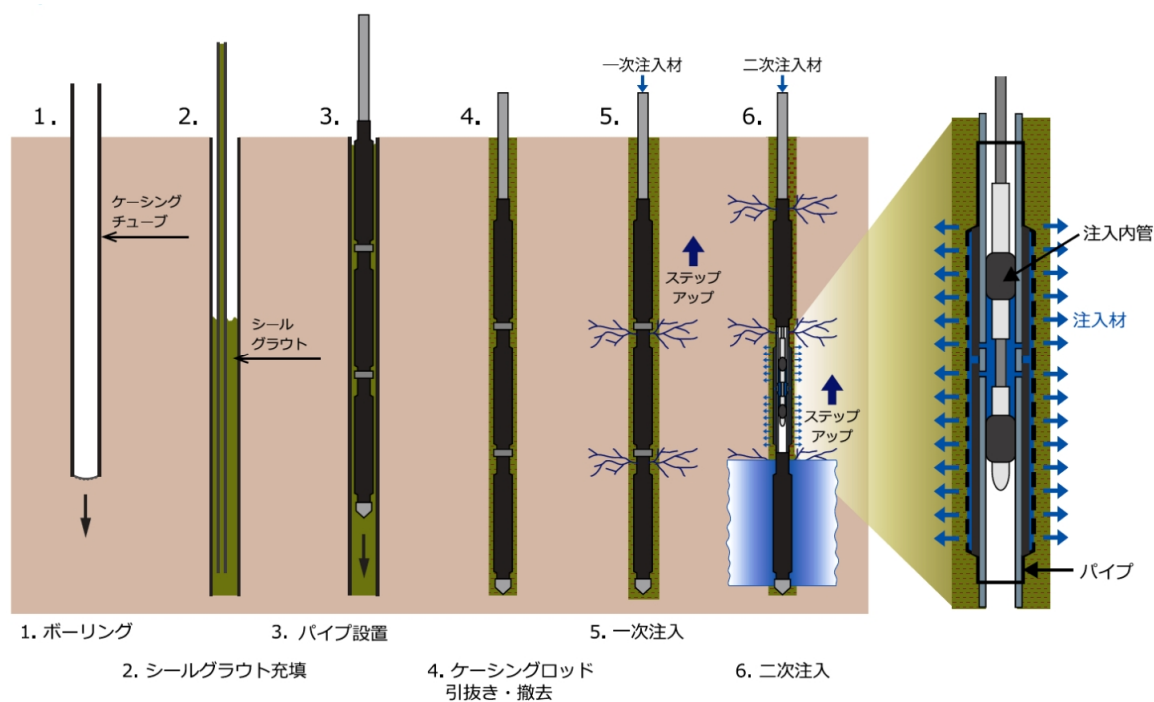


図-4 New スリーブ注入工法の施工手順

2. 5 注入設計に関する諸設定²⁾

従来工法では、注入対象地盤の性状に関係なく、経験的に注入孔の配孔間隔を 1.0m 程度、二次注入速度を 9ℓ/min 程度に設定していた。New スリーブ注入工法は、二次注入の注入材料吐出・注入区間長が従来工法とは大きく異なるため、これまでの設定値をそのまま用いると経済的な不合理や損失が生じる。そこで対象地盤の性状に応じた設定値を求め、表-1、表-2 に示すように注入対象地盤の細粒分含有率に応じて配孔間隔、二次注入速度を設定することになっている。

表-1 注入孔の配孔間隔設定基準

対象土質	細粒分含有率 Fc (%)	注入孔間隔 (m)	1 本当り注入範囲 (m ² /本)
砂質土 礫質土	$F_c < 10$	1.5 ～ 2.0	2.25 ～ 4.00
	$10 < F_c \leq 15$	1.2 ～ 1.5	1.44 ～ 2.25
	$15 < F_c \leq 20$	1.0 ～ 1.2	1.00 ～ 1.44
粘性土	$20 < F_c$	1.0	1.00

※ 上記の配孔間隔基準は溶液型注入材料を使用する場合であり、懸濁型注入材料を使用する場合は、別途検討する。

※ 対象地盤の性状及び改良目的、施工条件等を総合的に判断したうえで配孔配置を十分に検討する必要がある。

表-2 二次注入の注入速度設定基準

細粒分含有率 Fc (%)	$F_c < 10$	$10 < F_c \leq 15$	$15 < F_c$
注入速度 q (ℓ/min)	18	14	10

※ 十分なデータがない場合等は地盤調査、限界注入速度試験を実施して設定することが望ましい。

3. 野外での注入実験³⁾

3. 1 実験目的

同一の使用薬液、地盤条件において、従来工法と New スリーブ注入工法によって造成された改良体の物性値を測定することにより、改良効果の比較を目的としている。

3. 2 実験条件

(1) 実験用土層

注入実験は掘削した地盤内に砂質土を投入して締め固めを行い、上部に盛土を行って実験に必要な土被り厚を確保し、人工土層を造成した。土層の周囲は遮水シートを敷設して砂の投入時に清水を注水し、飽和状態を再現することに努めた。使用した砂質土の物理特性、粒度分布を表-3、図-5 に示す。

表-3 砂質土の物理特性

土粒子の密度	2.802 g/cm ³
最大乾燥密度	1.594 g/cm ³
最少乾燥密度	1.239 g/cm ³
平均粒径	0.290mm
均等係数	2.64
細粒分含有率	5.8 %

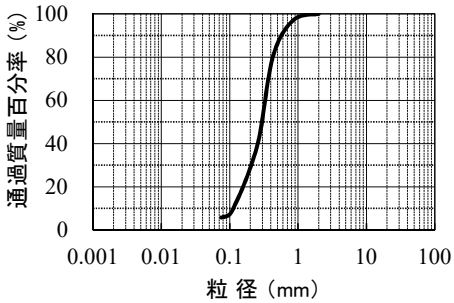


図-5 粒径加積曲線

(2) 実験ケース

注入孔は実機を用いて削孔を行い、通常の施工方法と同様の手順で 5 本設置した。注入実験仕様を表-4、実験土層の計画図を図-6、図-7 に示す。従来工法 (No.1~No.3) は、これまでの現場施工実績を踏まえ配孔間隔を 1.0m とし、その計画改良体径を φ1300mm とした。また注入速度に関しても同様に、一次注入：8ℓ/min、二次注入：9ℓ/min とした。New スリーブ注入工法は、二次注入の材料吐出区間が長いことを踏まえ配孔間隔を 1.4m とし、その計画改良体径を φ1800mm とした。注入速度については、一次注入：8ℓ/min、二次注入：14ℓ/min とした。

計画注入量は、地盤の間隙率を n=45% と仮定し充填率を 90% として、注入率を λ=40.5% (一次注入：5%、二次注入：35.5%) と設定し、各々の改良体の計画体積に掛け合わせて算出した。

注入材料は、一次注入は「速硬性懸濁型材料」、二次注入は「無機溶液型シリカゾル材料」を使用し、通常の施工方法と同様に 1.5 ショット方式で行い、すべての試験注入孔で計画量を全量注入した。

表-4 各試験孔の注入試験仕様

孔番	工法 種別	計画 改良体径	一次注入 (λ ₁ = 5%)		二次注入 (λ ₂ = 35.5%)	
			注入速度	注入量	注入速度	注入量
No.1	従来型工法	φ1300mm	8ℓ/min	60 ℓ/孔 (20ℓ×3 ハルブ [®])	9ℓ/min	408 ℓ/孔 (136ℓ×3 ハルブ [®])
No.2						
No.3						
No.4	New スリーブ 注入工法	φ1800mm	8ℓ/min	154 ℓ/孔	14 ℓ/min	1,084 ℓ/孔
No.5						

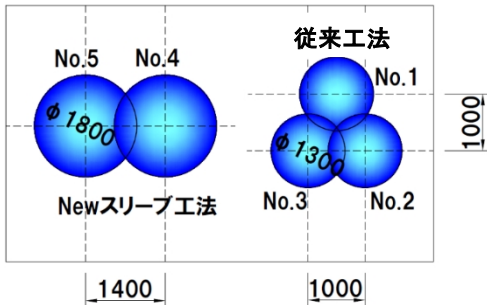


図-6 実験土層平面

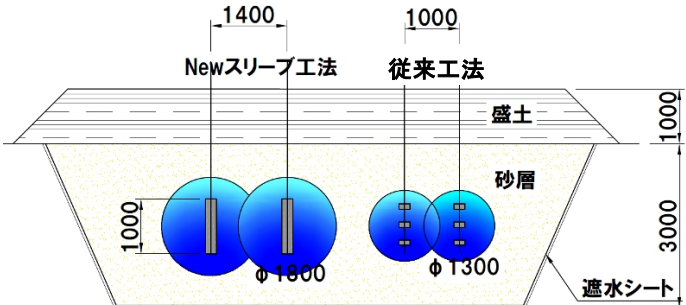


図-7 実験土層断面

3. 3 注入実験結果

(1) 改良体出来形

注入作業完了後、約 1 週間の養生期間を経て出来形確認の掘削作業を実施した。いずれの注入孔の改良体も注入材料の割裂脈はなく、球体状を呈しており（写真-4 参照）、浸透注入形態による均質な改良体が造成されたものと判断した。改良体の出来形径は、各計画改良径に対してやや大きくなる傾向があり、実際の間隙率が仮定した値よりも小さかったことを示唆していると考えられた。



左: No.2(従来工法)

右: No.4(New スリーブ工法)

写真-4 改良体出来形

(2) 室内試験結果

出来形確認後、No.2, No.3 および No.4 からブロックサンプリングを行い、その試料を室内において整形($\phi 5 \times 10 \text{cm}$)し、一軸圧縮試験(JIS A 1216)および室内透水試験(JIS A 1218)を実施した。

i) 一軸圧縮試験

試験結果を表-5、図-8 に示す。No.2、No.3 及び No.4 の一軸圧縮強さ q_u は概ね $70 \sim 120 \text{kN/m}^2$ の範囲で分布し、平均一軸圧縮強さはほぼ同一であり、注入パイプ種別による有意な差異は見られなかった。この結果から、同一の地盤条件で浸透注入形態であれば、注入パイプ種別が改良体強度に与える影響は微小と判断された。

表-5 一軸圧縮試験結果

種別	従来工法		New スリーブ
	No.2 孔	No.3 孔	No.4 孔
供試体数	10	10	12
q_u (kN/m^2)	平均値	94.8	87.2
	最大値	119.4	115.7
	最小値	48.8	70.0
変動係数	25.3%	17.4%	16.1%

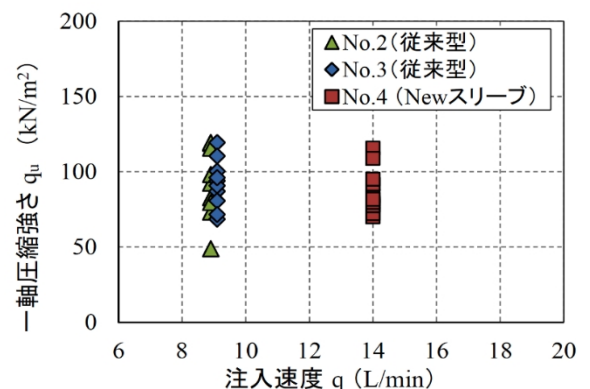


図-8 注入速度 q と一軸圧縮強さ q_u の関係

ii) 室内透水試験

試験は変水位透水試験方法で実施した。試験結果を表-6、図-9 に示す。供試体数は少ないが、試験値が $k=2.0 \sim 3.0 \text{E-6 m/s}$ 程度の狭い範囲に集中しており、改良体が均質であることを示唆している。透水試験結果においても注入パイプ種別による有意な差異は無く、一軸圧縮試験結果と同様な判断ができる。なお原地盤の透水係数は測定していないが、注入効果によって概ね 2 オーダー程度の低下が図られていると推察され、一般に言われる実地盤での薬液注入工法の平均的な止水改良効果と同等な結果であった。

表-6 透水試験結果

種別	従来工法		New スリーブ
	No.2 孔	No.3 孔	No.4 孔
供試体数	2	2	2
$k(\text{m/s})$	3.03E-6	2.34E-6	1.97E-6

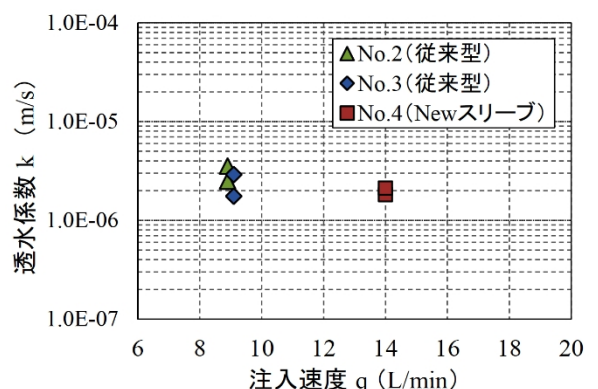


図-9 注入速度 q と透水係数 k の関係

4. 施工事例

4. 1 鉄道軌道下における施工事例と従来工法との比較⁴⁾

(1) 工事目的

鉄道直下の薬液注入工事は、注入圧力により軌道隆起を発生させるリスクが非常に高く、慎重な施工が必要とされる。そこで、従来工法と New スリーブ注入工法の注入圧力特性を同一条件化において比較し、軌道隆起量に与える影響を検証することを目的としている。

(2) 土質条件

注入対象地盤は更新世の段丘堆積物であり、細砂～礫混じり細砂からなる砂質土を主体とする部分である。層厚は 3～4.5m、N 値は 26～43 程度で部分的に粘土質な薄層を狭在している。表-7 に対象地盤の物理特性を示す。

(3) 薬液注入工法と施工条件

注入はダブルパッカ工法で施工し、西口側の施工は New スリーブ注入工法を、東口側は従来工法を使用した(図-10)。注入工事の施工条件は、東西で使用した注入工法(注入パイプ)が異なる以外はすべて同一である。その条件を表-8 に示す。注入材料については、一次注入材料として CB (セメントベントナイト)、二次注入材料として中・酸性系溶液型注入材料を使用した。

表-8 注入工事の施工条件

位 置	西口側	東口側
種 別	New スリーブ注入工法	従来工法
注入孔間隔	1.0~1.2m 間隔 2 列配置(千鳥)	
注入速度	一次注入:8ℓ/min(一定速度) 二次注入:9ℓ/min(一定速度)	
注入率	一次注入:5% 二次注入:35.5%	

表-7 対象地盤の物理特性

項 目	値・分類
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.847 ~ 1.828
自然含水比 W_n %	22.1 ~ 27.1
細粒分含有率 F_c %	8.9 ~ 14.3
均等係数 U_c	4.93 ~ 7.99
地盤材料の分類名 分類記号	細粒分礫まじり砂 (S-FG)

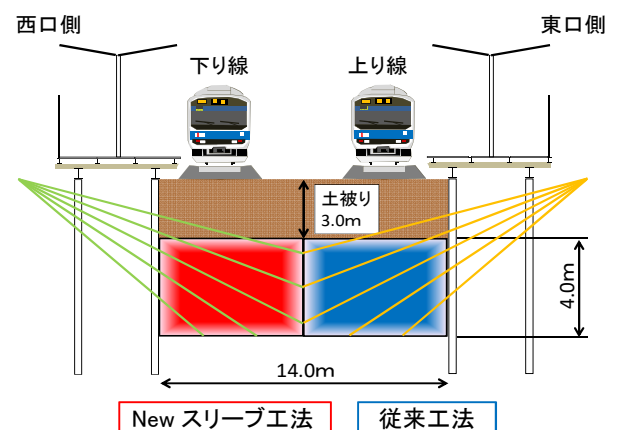


図-10 薬液注入工の範囲と模式断面

(4) 注入データと比較方法について

New スリーブ注入工法と従来工法の注入特性比較を行うに際し、注入データは電磁流量計を用いてチャート紙とデジタルデータ(5秒間隔)の両方を取得し、データ分析・比較には、デジタルデータ(csv ファイル)を使用した。注入特性の比較は、注入速度がすべて同一であり、施工順序もほぼ同一なので、注入圧力に着目した。また東西でほぼ左右対称な配孔条件なので、同じ注入孔番の地質条件は同一であると仮定した。

(5) 施工結果

i) 注入圧力

各孔の平均注入圧力を算出し、施工順序を考慮してプロットした結果を図-11 に示す。注入初期～中期は、両注入工法に大きな差異は無く類似した圧力変化を示したが、施工末期では、New スリーブ注入工法の平均注入圧力が、従来工法に比べて 0.1～0.3MPa 程度低い傾向が表れた。一般に施工進捗と共に注入圧力は上昇する傾向があると言われるが、今回の施工結果からは New スリーブ注入工法にその傾向はなく、圧力上昇に伴う地盤隆起リスクが低減されたとと言える。

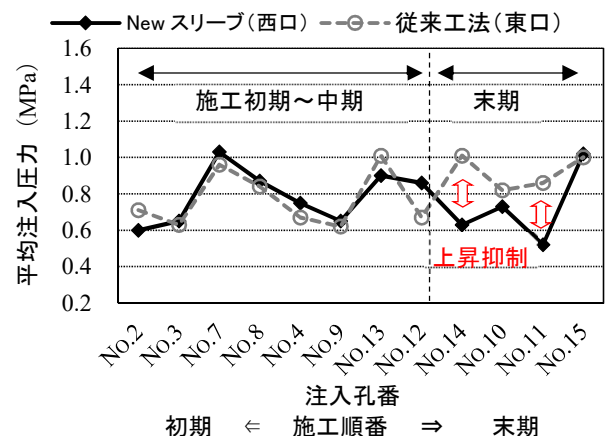


図-11 各孔の平均注入圧力の比較

ii) 注入圧力のバラツキ

各注入孔の注入圧力の標準偏差を算出した。その結果を図-12 に示す。New スリーブ注入工法は従来工法に比べて標準偏差が概ね小さくなった。この結果は New スリーブ注入工法の注入圧力変動が小さく、比較的安定した注入圧力を計測したことを示している。New スリーブ注入工法は浸透源長が長いため、地層内の地盤状態の局所的な差異（締めり具合など）によって生じる注入圧力の変動を受けにくいからと考えられる。

iii) 軌道変状について

軌道の最大隆起量は、10m 弦による計測で New スリーブ工法 2mm、従来工法 4mm であった。レベル測量による値も同様の傾向を示したため、軌道へ与える影響は、New スリーブ工法に優位傾向が見られた。

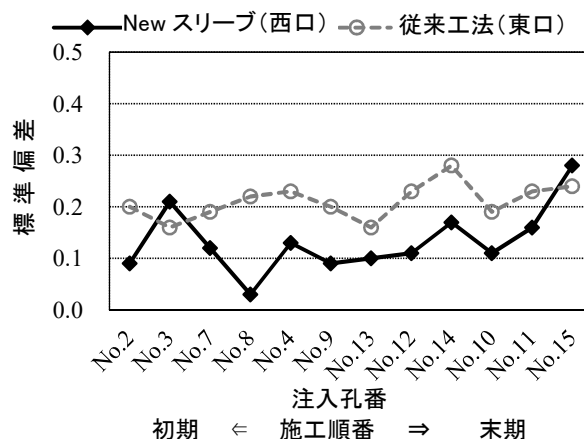


図-12 各孔の注入圧力の標準偏差

4. 2 大規模立坑の底盤改良工事

(1) 工事目的

東海地区の某一般可燃ごみ処理場建設工事において、大規模立坑（可燃ごみピット：縦 56m×幅 27m×深さ 17m）の掘削床付け時の盤ぶくれ防止として、GL-32.2m～-36.2m の 4m 区間を New スリーブ注入工法で改良する。

(2) 工事概要

注入は図-13 に示すとおり、砂礫層を対象とし透水係数が $k=4.6 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ の地盤条件であったため、注入孔の配置間隔を約 1.4m の正方形配置（1 孔/2m²）として計画した（図-14）。また二次注入については 18ℓ/min の注入速度で施工した。概算工事数量については表-9 に示す。

表-9 概算工事数量

項目	仕様	数量
注入孔	削孔長 36.2m/孔 注入長 4.0m/孔	756 孔
注入量	一次注入(セメントベントナイト溶液)	600 kℓ
	二次注入(中・酸性系溶液型材料)	1,420 kℓ

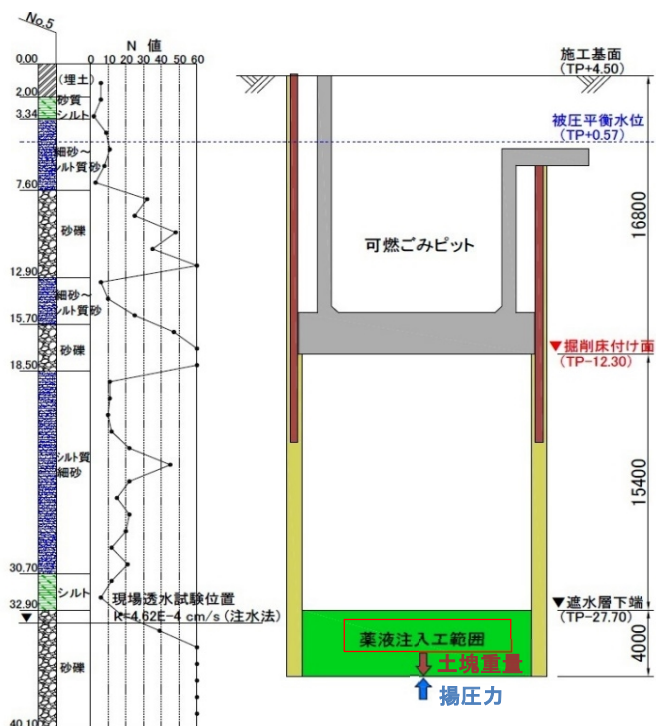


図-13 当該工事の模式断面

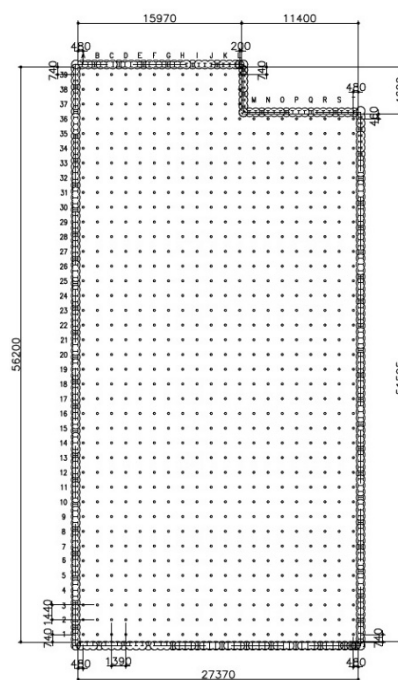


図-14 平面配孔図

(3) 施工結果

注入作業は、特に大きな問題等は発生せず全計画数量を注入完了した。その後、掘削作業を開始し、変状等の問題もなく、無事、床付け面まで掘削完了を確認した。このことから **New** スリーブ注入工法によって所定の要求性能を満足する改良体が造成され、注入効果が十分に発揮されたものと想定される。

今回の工事においては、従来工法と比較すると、注入孔数が約半分程度に削減できたことにより、大幅な工期短縮と工事費の削減が達成され、**New** スリーブ注入工法の優れた実用性が証明されたと考える。

5. おわりに

国内において薬液注入工法の普及が進み、本格的に利用され始めて半世紀以上が経過しているが、現在においても民間企業各社を中心に、新しい注入工法、注入材料の研究開発が試み続けられている。また時代背景やその時の社会要請に応じて薬液注入工法の利用範囲も拡大しており、液状化対策や耐震補強、大深度地下開発における止水・掘削補助の分野では、新たな技術的課題も生じている。今後、**New** スリーブ注入工法がこれらの技術的課題を克服し、新たな分野において利用され貢献することを期待しつつ、改良・改善を続けていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本スリーブ注入協会：**New** スリーブ注入工法、工法・製品カタログ
- 2) 日本スリーブ注入協会：**New** スリーブ注入工法 技術・積算資料 第3版、2018.6
- 3) 竹内仁哉、佐藤潤、中島雅和：野外注入実験から見た薬液注入改良効果の比較－注入パイプの影響－、第53回地盤工学研究発表会、2018.7
- 4) 佐藤将樹、草野英明、竹内仁哉、飯塚潤平：鉄道直下における薬液注入工法の注入パイプに着目した性能比較、土木学会第72回年次学術講演会、2017.9

道路拡幅整備に伴う低変位高圧噴射工法による地盤改良施工事例

小野田ケミコ株式会社 木下 和徳*1, 米田 賢治*2

竹田 敏彦*3, 西尾 経*4

中央大学研究開発機構 齋藤 邦夫*5

1. はじめに

都市の道路は、都市計画道路と生活道路に大別される。両者がネットワークを形成することによって、市民の移動や物資の流通が円滑化されると共に快適性、コミュニティー機能、緊急・災害時の機動性が確保される。しかしながら、都市の発展や交通事情により道路仕様の高度化が求められることもしばしばである。札幌市内においても同様な理由から、多くの都市計画事業が検討され具体的に着手されている。

本稿が対象とする道路拡幅整備事業では、増加した交通量に対処するため既設道路に並行する準用河川を箱型函渠で暗渠化し、この上を道路として活用することが計画された。その際、現況道路の供用を妨げることなく、しかも近接する家屋や地下埋設物等々に十分配慮しながら函渠下部に堆積する泥炭性軟弱地盤の支持力増大を目的に地盤改良が検討された。様々な地盤改良工法に対して、経済性や広範な見地より検討が加えられ、その結果、小型施工機で機動性が高く、地盤変位の抑制効果に優れている工法として低変位型高圧攪拌噴射工法（LDis-Dy 工法）が選定された。以下、周辺環境に配慮しながら泥炭地盤を対象にした同工法の適用事例を紹介する。

2. 道路拡幅に伴う箱型函渠設置と地盤改良施工事例

2.1 道路拡幅整備工事の概要

札幌厚別地区において、JR 営業線を横断する 2 車線の山本通は、市内でも有数の混雑の著しい路線である。また、周辺には学校施設等が多く、歩行者や自転車の通行に十分な安全・安心の確保が求められた¹⁾。

このような背景から、同道路の再整備を機会に道路機能の高度化が計画され、車道の 4 車線化ならびに歩道幅員の拡幅整備が検討された。図-1 の上段に示すのは、既設準用河川を挟み、現況 3 車線の道路横断面図であり、下段は 4 車線に変更した場合の道路計画図¹⁾である。また図-2 は現道路に並行する準用河川を函渠への据え替え、その上部を道路として利用することに基づいて作成されたイメージ図である。

2.2 地盤改良のあらまし

現況道路の交通を妨げずに準用河川部を箱型函渠化する工事では、後述する原位置の地盤性状より、支持力増加を目的とする地盤改良は必須の条件となる。

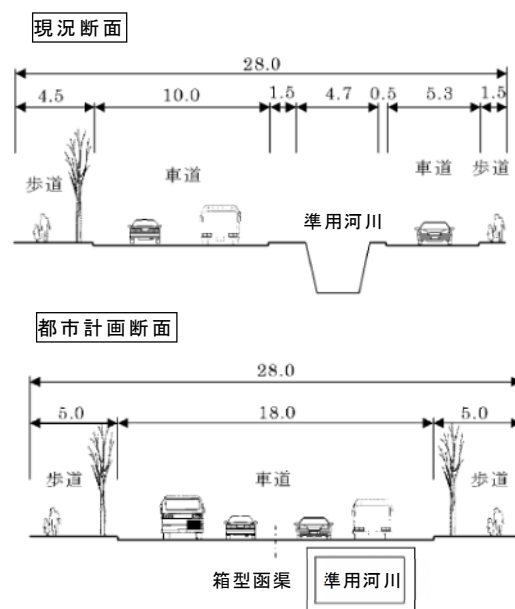


図-1 道路の現況断面と計画断面図¹⁾

*1 Kazunori KINOSHITA 北海道札幌市中央区北 1 条西 13-4
*2 Kenji YONEDA 北海道札幌市中央区北 1 条西 13-4
*3 Toshihiko TAKEDA 東京都千代田区神田錦町 3-21
*4 Wataru NISHIO 東京都千代田区神田錦町 3-21
*5 Kunio SAITOH 東京都文京区春日 1-13-27

TEL:011-219-6560 FAX:011-219-7887
TEL:011-219-6560 FAX:011-219-7887
TEL:03-6386-7036 FAX:03-6386-7022
TEL:03-6386-7036 FAX:03-6386-7022
TEL:03-3817-1610 FAX:03-3817-1606

しかしながら、地盤改良に際し、供用中道路、家屋、下水管等埋設物等が近接しており、地盤改良に伴う地盤変位の発生を極力抑制しなければならない。こうした施工環境を克服し、確実な地盤改良を実現するため、適用し得る工法について検討が加えられた。

その結果、仮設足場が簡易で機動性の高い小型施工機で、且つ土留め鋼矢板への変位抑制に効果的な地盤改良工法として、低変位型高圧噴射工法である LDis-Dy 工法が選定された。

3. LDis-Dy 工法の概要

3.1 改良メカニズム

本工法は、攪拌翼先端部にスクリュ型の特種な排土盤装置と拡径型噴射モニタ（以下 LDis-Dy ヘッドと記す）を一体型にした排土式の低変位型高圧噴射攪拌工法である。図-3 は、LDis-Dy 工法の改良方法と排土原理である。LDis-Dy ヘッドの機能は、標準直径 $\phi 0.6\text{m}$ の攪拌翼先端部の噴射ノズルから、固化材スラリーを吐出圧力 $p=40\text{MPa}$ 、吐出量 $q=150\text{l/分}$ により、地盤を切削・混合し、機械攪拌と複合的に攪拌混合される。同時に LDis-Dy ヘッドの押し上げ作用により、地上部へ固化材スラリー噴射量に相当する土量を排出させることで、地盤内の固化材液量の増加とのバランスが保たれて、地盤変位が抑制される。表-1 は本工法の改良仕様であり、対象土質に応じた改良径を設定する。

3.2 LDis-Dy 施工機の機動性

施工機本体は軽量型ボーリングマシンをスライドベース上に搭載され、H 鋼型レール上を走行・横行し、正確に施工位置にセットでき、機動性が高い。また、補助クレーンを使用することなくロッドの継切り作業を行うことができるなど施工の効率化が図れている。河川域などの水上でもスライドベースを用いる方式によることで、軽構造な仮設で施工が可能であり施工制約を最小化することができる。

4. 道路拡幅整備に伴う LDis-Dy 施工事例

4.1 道路拡幅に伴う LDis-Dy 施工機の仮設と改良位置

図-4 は本道路整備工事における代表的な施工断面である。これより施工は、先ず現況道路に並行する準用河川の両側沿いに土留め鋼矢板を打設し、この天端部に H 鋼材を組んで LDis-Dy 施工機のスライドベースを設けた。施工機の重量は約 12t 程度で軽量小型であり、写真-1 に示すように設置されスライドベース上を自在に移動し、指定した箇所を必要な範囲に応じて地盤改良することが可能である。本件における地盤改良は、深さ方向には箱型函渠の床付面を基準とする EL6.10m～EL0.70m、横断方向には改良幅に相当する 8.5m の範囲である。またスライドベース内の路下部は、地盤改良において、地盤変位の抑制のために固化材注入スラ



図-2 箱型函渠設置イメージ図

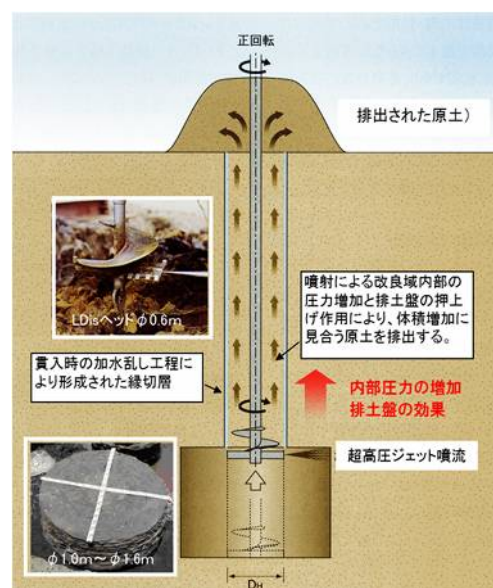


図-3 LDis-Dy 工法の改良方法と排土原理

表-1 LDis-Dy 改良仕様

対象土質		改良径D(m)
砂質土	$N \leq 20$	1.5～1.8
粘性土	$c_u \leq 70\text{kN/m}^2$	1.2～1.9
腐植土	$w \leq 1000\%$	1.9



リー量に相当する量の排出土量を想定して、地盤改良前に予め、表層部の土砂を L=1.5m 程度に掘削除去している。

4.2 土質概況

本地区は道内特有の高含水比の泥炭性軟弱地盤が広く分布している。表-2は対象地盤の泥炭土の平均的な物性値を示したもので、自然含水比 $w_n=485\%$ 、湿润密度 $\rho_t=1.02\text{g/cm}^3$ 、強熱減量 $Li=63.5\%$ である。

4.3 施工仕様

表-3 は本工事の施工仕様である。改

良位置は箱型函渠を設置する底盤位置から $L_c=5.4\text{m}$ の施工深度である。改良体の配置は、一部粘着力の高い礫まじり粘性土を含むことから、改良径は $\phi 1.7\text{m}$ とし、改良面積比 $a_s=78.5\%$ の接円配置である。固化材配合量は、現場配合試験を経て、設計基準強度 $q_{uck}=350\text{kN/m}^2$ を満足する特殊固化材を $a_w=370\text{kg/m}^3$ とした。

4.4 施工時の排土施工

LDis-Dy 工法では、先ず攪拌ヘッド(φ0.6m)で地盤を削孔する。対象土の高繊維質の泥炭性地盤に対して地山と縁切りされやすく、孔内は筒状に乱され削孔される。削孔後、一旦ヘッドを引き上げ、再貫入して固化材を噴射・攪拌しながら引き抜いて改良体を造成する。地盤に固化材を強制的に混入するこの種の工法では、固化材注入量と地盤変位は表裏の関係にあることから排泥状況は施工管理上重要な監視項目となる。写真-2(a)は施工途中の排土状況である。攪拌ヘッドの孔内の泥炭土は攪拌ヘッドの上昇移動とともに、乱された状態の泥炭土が軟泥の状態で地表へ積極的に押し上げられる様子が確認できる。また写真-2(b)は、改良上端付近の改良終了に近い時点における排泥状況である。泥炭性地盤では固化材スラリー量が一般粘性土に比べ2倍程

改良長	Lc=5.4m
吐出圧力	p=40MPa
吐出量	q=150ℓ/分
固化材配合量	aw=370kg/m ³
水固化材比	W/C=1.0
設計基準強度	quck=350kN/m ²
改良率	ap=78.5%

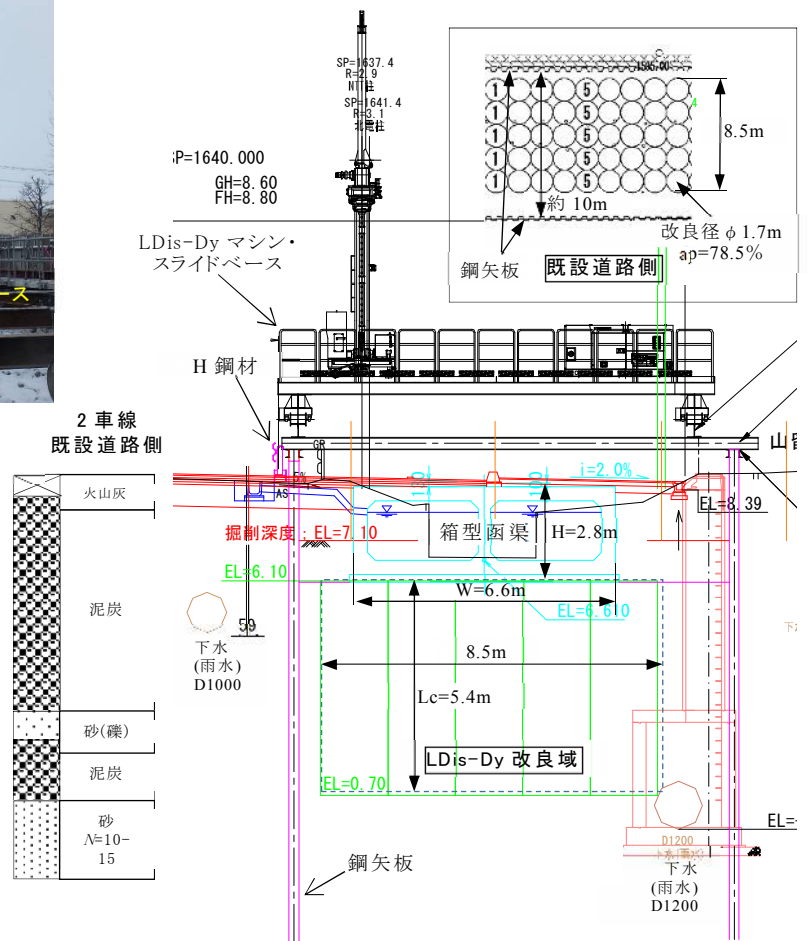


図-4 底盤改良位置および LDis-Dy 施工仮設図
(平成 28 年度施工)

表-2 泥炭性軟弱地盤の物性値

濕潤密度 ρ_t	含水比 w	強熱減量 Li
1.018g/cm ³	485%	63.5%

表-3 施工仕様(平成 28 年度施工)

改良径	ϕ 1.7m
削孔長	L=6.4m
改良長	Lc=5.4m
吐出压力	p=40MPa
吐出货量	q=150ℓ/分
固化材配合量	aw=370kg/m ³
水固化材比	W/C=1.0
設計基準強度	quck=350kN/m ²
改良率	ap=78.5%



写真-2(a) 泥炭性地盤の LDis-Dy
排土状況(改良途中時点)
(平成 31 年度施工)



写真-2(b) 泥炭性地盤の LDis-Dy
排土状況(改良終了時点)
(平成 31 年度施工)



写真-2(c) 泥炭性地盤の LDis-Dy
排土状況(施工終了時)
(平成 31 年度施工)

度多いことから、攪拌ロッドを伝って原土と固化材の混合物が滲出している。しかし、その量は少ない。写真-2(c)は改良終了時の状況で、排土が路下部に残土状に堆積している。無論、これらは函渠設置に先行して搬出される。表-4 は各施工年度の LDis-Dy 工事における固化材注入総量と排出された泥土量である。排泥量は、各施工年度とも地盤内に供給した固化材スラリーの約 100%程度を確認した。なお、排土量が 100%程度にある場合には、一般的に近接した構築物等への変形は微少である³⁾。

4.5 改良結果と箱型函渠設置工程

LDis-Dy 工法による施工が完了後に、箱型函渠の設置のために改良底盤部まで掘削が行われた。写真-3 は函渠設置高付近において LDis-Dy 改良体を確認した様子である。改良径 ϕ 1.7m の改良杭が接円し計画どおりに施工されたことが確認される。

写真-4²⁾は LDis-Dy 改良体の上部に基礎コンクリートの打設工程を経て、箱型函渠を設置した状況である。また写真-5 は設置が完了し、仮復旧した状況である。

表-5 は LDis-Dy 施工後の改良杭 3 本における現場平均改良強度の結果である。上層、中層および下層は、いずれも泥炭性地盤の固化土であり、現場平均改良強度 $quf=540\sim854\text{kN/m}^2$

で、設計改良強度を上回る結果である。また表-6 は各層の個々の現場改良強度の変動係数であるが、 $v=13\sim19\%$ を確認した。

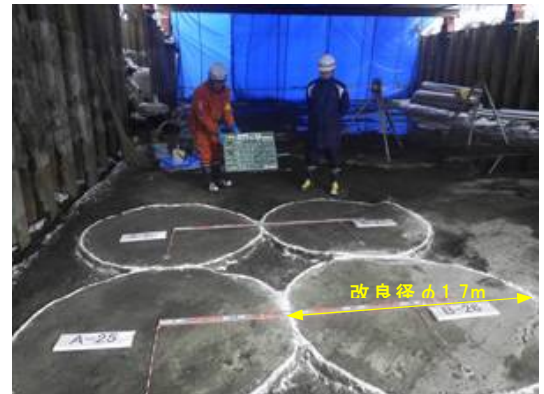


写真-3 LDis-Dy 改良体状況(施工延長方向)
(平成 28 年度施工)

表-4 各施工区分の固化材注入総量
と排出土量

施工年度	固化材 総液量①	搬出土量②	排土率 (②/①)
平成27年度	1047k ℓ	1179m ³	113%
平成29年度	1402k ℓ	1430m ³	102%

表-6 現場改良強度の変動係数

採取位置	変動係数V
上層	18.9%
中層	13.3%
下層	16.3%

表-5 LDis-Dy 現場改良強度
(平成 28 年度施工)

杭No.	採取位置	$quf(\text{kN/m}^2)$
①	上層	532.0
	中層	658.4
	下層	863.9
②	上層	559.9
	中層	657.4
	下層	668.9
③	上層	528.5
	中層	557.3
	下層	679.2

5. LDis-Dy 工法の施工環境

5.1 地盤変位の抑制効果

LDis-Dy 工法の変位抑制は、特殊排土盤を装着し、貫入・再貫入の独自の削孔方式による地山との縁切りを行うことにより、改良時に土壌の押上げ作用を促進させる方法である。改良材スラリー混入量 $\div$ 排土量となるように土壌を排出管理することで、地盤変位の抑制が可能である。図-5 は施工時の水平変位量を施工域



写真-4²⁾ 箱型函渠を設置した状況
(平成 29 年度施工)



写真-5 箱型函渠設置の完了後道路整備前
(令和元年 9 月現在)

の直近に設置した傾斜計によって測定したもので、離隔距離 X を改良深度 L で規準化した X/L と水平変位量 δ の関係を表した結果である。同図より、 $X/L=0.1$ の位置で地盤変位は 10mm 以下を示す。すなわち、施工深度 $L=10\text{m}$ で離隔距離 $L=1.0\text{m}$ の位置の近接した位置に相当することを意味する。また、これ以上離れた離隔位置はほぼゼロに近い地盤変位量となり、当工法が周辺環境に配慮した地盤改良工法の一つであると言える³⁾。

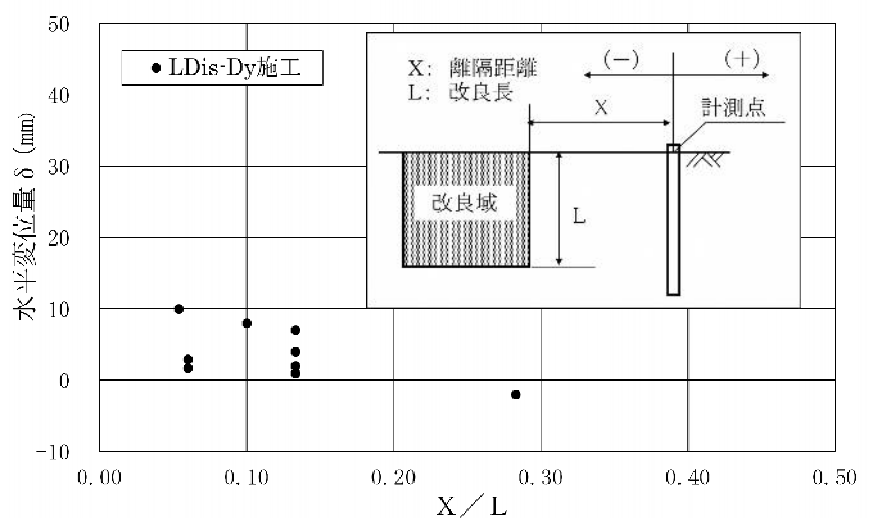


図-5 LDis-Dy 施工時の地盤変位量

5.2 排出土の特性

写真-6 は粘性土地盤における LDis-Dy 施工時の排出土の状況である。LDis-Dy 攪拌ヘッドによって縁切りされた孔内からスクリュ型攪拌ヘッドの押し上げ効果によって、地上へ押し出される様子が見て取れる。また表-7 は排出土された土の含水比を測定した結果である。排出土の含水比は、原地盤に近い程度を示している。本工法は機械攪拌翼と流路構造が単相方式の超高压噴射攪拌工法を併用した方式であり、排出土の性状がエアを併用する多重管方式のように硬化材液で満たされた排泥スライム状の形態と大きく異なる。排出土は、排泥水のように流動することなく、原地盤と同質程度でしかも硬化材液を含みにくく、見掛け上では乱された軟泥の状態である³⁾。本現場の泥炭性地盤の排出土においては、排出土の含水比は $w=168\%$ で、表層部の粘土まじり泥炭であった。排出直後の土の強度は、原地盤の含水比と同程度であっても乱された状態であるため、粘性土ではコーン指数 $qc=200\text{kN/m}^2$ 以下を示す。排出土の処理方法に際して粘性土の場合に



写真-6 LDis-Dy 排土状況(粘性土の場合)

表-7 LDis-Dy 排出土の含水比比較

調査現場	土質	固化材混入量 $a_w(\text{kg/m}^3)$	排出土含水比 $w(\%)$
A現場	粘性土	153	85
B現場	粘性土	150	80
C現場	粘性土	180	91
本現場	泥炭	370	168

は、一旦現場場内に山積みしストックすることもできる。その後の処理方法では、石灰複合型固化材やセメント系固化材を混入量 $a_w=50\text{kg/m}^3$ 程度にて安定処理し、場内で自ら利用する等て有用資源として再利用も可能である³⁾。

表-8 は粘着力 $c_u \leq 40\text{kN/m}^2$ の粘性土地盤を同一条件として粘性土地盤において、本工法の単相式とエアを併用する 2 種類の多重管方式との排出土量などを比較試算したものである。各工法の改良に必要な固化材液量を改良単位 m^3 当たりの注入率で換算すると、LDis-

表-8 従来多重管工法と排泥量等の比較

工法名		LDis-Dy工法	多重管方式	
標準仕様	噴射圧力	40MPa	20MPa	40MPa(水)
	噴射量	硬化材液	150ℓ/分	60ℓ/分
		180ℓ/分(低圧)		
		高圧水	—	なし
施工条件	改良径	—	1.5~3.0 m^3 /分	70ℓ/分
		—	1.5~3.0 m^3 /分	1.5~3.0 m^3 /分
		—	—	—
	改良断面積	φ 1.8m	φ 1.6m	φ 2.0m
改良 1 m^3 当り	改良時間	2.54 m^2	2.01 m^2	3.14 m^2
	硬化材注入率	4分/m	22分/m	20分/m
	排出土性状	22%	66%	115%
	排泥量	軟泥土	スライム	スライム
		0.24 m^3/m^3	0.85 m^3/m^3	1.83 m^3/m^3

Dy 工法では、約 20%程度であるのに対し、多重管方式では 60%~115%と、約 3~6 倍と多量の硬化材液量を必要とする。また施工時の地上への排出土量は、LDis-Dy 工法では、改良単位 m^3 当たり固化材液量と同等程度の 0.2 m^3 程度で排出土は原土に近い状態である。一方、多重管方式では全量が硬化材液と土砂のスライム液の状態であり、改良 1 m^3 当たり 0.8~1.8 m^3 が排出され、本工法の 4 倍~9 倍もの排出土量であることがわかる³⁾。LDis-Dy 工法では、変位抑制のために排土施工を行うものの、排出土の性状は多重管工法と比し、前述の事例でも示したように原土に近く、また排出土量は 1/4~1/9 に抑制されるなど、環境負荷の少ない地盤改良工法である³⁾。

6. まとめ

社会基盤整備における地盤改良は、社会環境の変化や利便性・機能性向上の要望を背景に仕様改善を支える基幹技術と云ってよい。特に今日の地盤改良では、施工環境に起因する制約や対象土に内在する改良困難要因を克服することが、改良体の品質向上、コストの低減と同様にその重要性を増している。すなわち、地盤改良には“強さ”と“優しさ”が求められている。

本稿では道内におけるインフラ整備に伴う既設道路の拡幅整備工事において、生活環境をそのまま維持しつつ現況道路を供用し、しかも近接する埋設物への影響を最小に止めることを条件とする地盤改良工法例を紹介した。すなわち、排土機能を備えた攪拌翼と高圧噴射を組み合わせハイブリッド化した LDis-Dy 工法を用いて φ 1.2~1.9m の大口径な改良体を造成し、且つ混入した固化材スラリー量に相当する原土を地表面に排出することで地盤変位を大幅に抑制することができる。また、排泥土には固化材の混入が少なく、排出土量もエアを併用した多重管工法に比べ大幅に少ないことを確認した。さらに河川などの水際域の施工実績も多数あり、水質汚染がないことも確認されている。

以上の実績を踏まえ、低コストで環境に配慮したハイブリッド式の低変位型高圧攪拌噴射工法（LDis-Dy 工法）の一層の先進化を図り、社会の多様な要望に応える所存である。

参考文献

- 1) 札幌市：都市計画道路
- 2) 杉原建設株式会社ホームページ：H29 年度 山本函渠作業所，2018
- 3) 西尾経，松岡大介，竹田敏彦，齋藤邦夫：原土排土による排土抑制型低変位高圧噴射攪拌工法，基礎工 vol.42, No.3, pp.62-65, 2014.3

社会基盤整備に地盤改良技術を適用した施工例 - 地下鉄営業線での V-JET 工法施工事例 -

三信建設工業株式会社 ○島野 嵐 大栗 雅明 木村 敏之 上田 守 萩原 耕太※¹⁾

東京地下鉄株式会社 吉田 裕介※²⁾ 大成建設株式会社 近藤 達也※³⁾

1. はじめに

高圧噴射攪拌工法の 1 つである V-JET 工法は、長年にわたる数多くの実績をもつ「JSG 工法」の特徴を生かしつつ、施工の高速化・効率化を図った地盤改良工法である。従来は、立坑築造に伴う掘削補助（底盤改良や先行地中梁）や、シールド工事の路線防護（発進、到達、地中接合部）など都市土木における仮設工事への適用が多かったが、近年では、鉄道・道路・上下水道・河川などを代表とする都市部での社会基盤の整備や維持修繕事業への活用が増え、既設構造物の適用拡大事業や耐震補強などの国土強靱化事業に広く普及している。このような目的で施工する工事は、既設構造物の近傍や直下を改良対象とするため、施工ヤードや空頭制限など施工上の制約が発生するケースも少なくなく、既設構造物や周辺環境への影響（水平変位、鉛直変位等）に配慮した施工工法の選定や施工計画が必要となる。

本報では、V-JET 工法の概要を述べるとともに社会基盤整備事業で適用した工事例について紹介をする。

2. V-JET 工法概要¹⁾

V-JET 工法は、図 1 に示すとおりセメント系硬化材を高圧で噴射するとともに周囲に高速の空気噴射を行う二重管工法に分類される工法であり、大口径の改良体を高速施工で造成できるジェットグラウト工法として実用化された。独自に開発した高い噴射攪拌効率を発揮する先端噴射装置（特殊専用モニター）を用いており、従来技術と比較して施工性や経済性が向上し、環境負荷の低減を可能にしている。

表 1 に示すように、V-JET 工法の標準的な施工仕様としては、硬化材の噴射量、特殊専用モニターおよび機械設備などにより、改良径の異なる 4 つの標準タイプ（V0、V1、V2、V3）が用意されている。また、液状化対策では、改良強度に合わせて噴射装置の引上げ速度を速くすることで、硬化材噴射量（固化材量）を大幅に抑えた特殊仕様（VE）があり 3 つのタイプ（VE1、VE2、VE3）が用意されている。機械設備は V0 < V1 < V2 < V3 の順で大きくなるので、施工タイプの選択は施工規模や施工条件に合わせて行う。また、表 2 に示すように改良体の設計基準強度は従来の高圧噴射攪拌工法にはない低強度の仕様（低強度仕様、液状化対策仕様）があり、改良目的に併せて強度設定をすることが可能である。

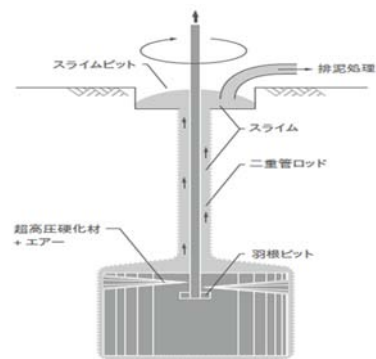


図 1 V-JET 工法の概要

表 1 V-JET 工法の標準施工仕様

施工タイプ	噴射量	有効径
標準	V0	160L/分 1.5m、2.5m
	V1	240L/分 2.5m、3.0m
	V2	360L/分 3.5m、4.0m
	V3	540L/分 4.5m、5.0m 5.5m、6.0m
液状化対策	VE1	180L/分 3.0m
	VE2	360L/分 4.0m
	VE3	540L/分 5.5m

表 2 V-JET 工法の設計基準強度

種別	土質	一軸圧縮強度 (MN/m ²)	粘着力 (MN/m ²)	変形係数 E50 (MN/m ²)
標準仕様	砂質土	3.0	0.5	300
	粘性土	1.0	0.3	100
低強度仕様	砂質土	1.0	0.2	100
特殊土仕様	有機質土	0.3	0.1	30
液状化対策仕様	砂質土	0.5	0.1	50
	粘性土	0.3	0.1	30

※1) Arashi Shimano, Masaaki Ooguri Toshiyuki Kimura, Mamoru Ueda, Kohta Hagiwara

東京都台東区柳橋 2-19-6 TEL:03-5825-3707 FAX:03-5825-3757

※2) Yusuke Yoshita 東京都江東区塩浜 2-28-7 TEL:03-3648-1368 FAX: 03-3648-1363

※3) Tatsuya Kondoh 東京都江東区南砂 3-3-6 TEL:03-6666-3807 FAX: 03-6666-3807

3. 地下鉄の利便性向上を目的とした整備工事への適用事例

(1) 工事概要^{2) 3)}

対象となった路線は千葉方面から都心へのアクセスが良く年々利用客が増えており、近年、通勤ラッシュ時の混雑率が199%と高く、旅客の乗降時間の増大により後続列車が駅間で停車し遅延が蓄積し、慢性的な列車遅延が生じている。この遅延対策として、図2に示すように現況の島式ホーム1面2線を2面3線化することで、都心方向への列車の交互発着可能とし列車の遅延を防ぐことが可能となる。

本改良工事は、運河の下の軟弱地盤上に潜函工法で築造された既設ケーソン躯体の外側に、新たな構築を着け加え一部既設構築の上床版および側壁を撤去して増線するものである。

(2) 地盤改良工事の概要^{2) 3)}

地盤改良工事は土留め掘削時における先行地中梁、掘削底面の安定および本設時の沈下対策を目的として既設構築直下に線路縦断方向に改良率50%、厚さ2.0~3.8mの改良が計画された。本改良工事で使用した施工タイプは、表1に示すV1タイプの特殊仕様で設計基準強度は表2に示す標準仕様の粘性土とした。当初計画では、図3(a)に示すように既設上床版天端まで掘削した後、上床版及び下床版に貫通穴を開け、地上部分(路面覆工上)から施工機のロッドを施工箇所まで挿入し、夜間終電後から初電前までの時間帯(AM 1:10~4:15)で施工する計画であった。しかし、この方法では既設躯体上の土塊重量が無い場合、地盤改良の排泥閉塞時に既設躯体に発生する上向きの力に抵抗できず躯体が隆起する懸念があった。これより図3(b)のように土塊重量を残し、躯体隆起の危険性を低減させた駅構内からの施工へと変更した。

(3) 小型施工機の開発⁴⁾

地盤改良工事を駅構内から施工するに際し、当初、軌道部の施工は軌道上に仮設足場を組みホームと同じ高さで行い、施工機および資機材はホーム上に設置した仮囲い内に格納し日々出し入れを行うものであった。しかし、この施工方法では、施工毎に仮設足場の設置・撤去が必要となり、削孔や造成などの本施工に必要な時間を十分に確保できない恐れがあった。また、ホーム上に設置できる仮囲いのスペースには制限があり、仮設足場材を収納することも困難であった。そこで、図4に示すように、マシンの仮置き場をホーム端部から約30m離れた位置の蓄電池室内のスペースに仮置きすることとした。この施工方法の場合、施工機の仮置き場と軌道上の高さがほぼ同じであるため、仮設足場設置・撤去の必要がなく、段取りおよび片づけの時間を大幅に短縮することができた。これにより、足場材を仮置きするスペースも不要となる。ただし、この蓄電池室を利用する場合、蓄電池室から一番離れた施工箇所までの最大250mの距離をトロ台車を用いてマシンを人力で運搬する必要があったことから、施工機の軽量化および小型化の検討を行った。

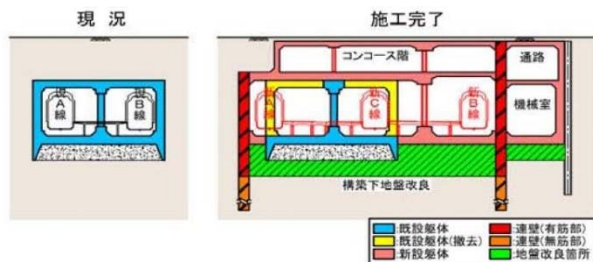
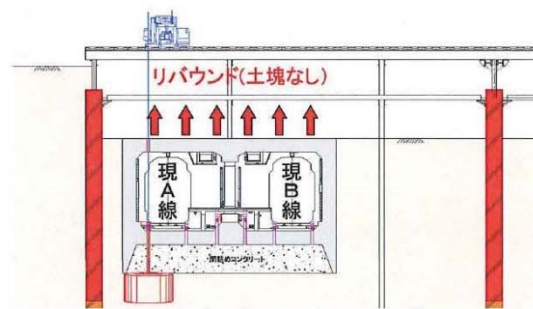
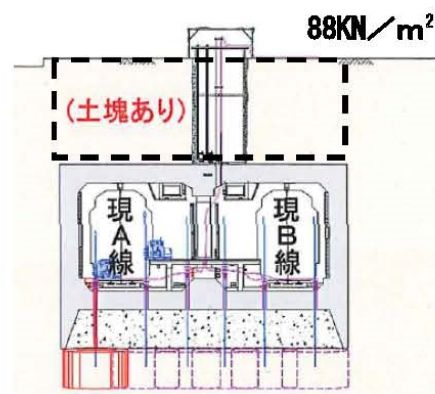


図2 改築工事概要断面



(a) 当初計画(路面覆工より施工)



(b) 見直し後(軌道内施工)

図3 地盤改良施工方法

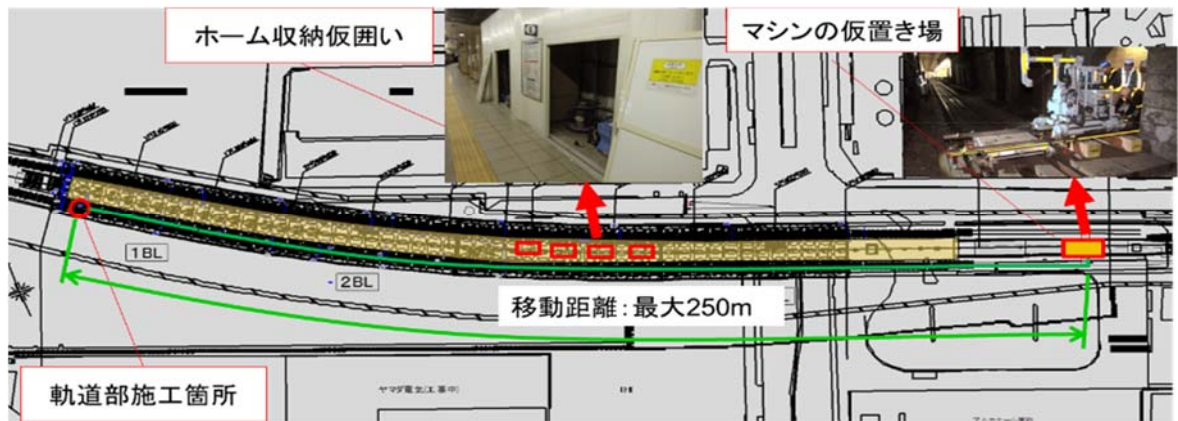


図4 施工箇所と仮置き場の平面位置

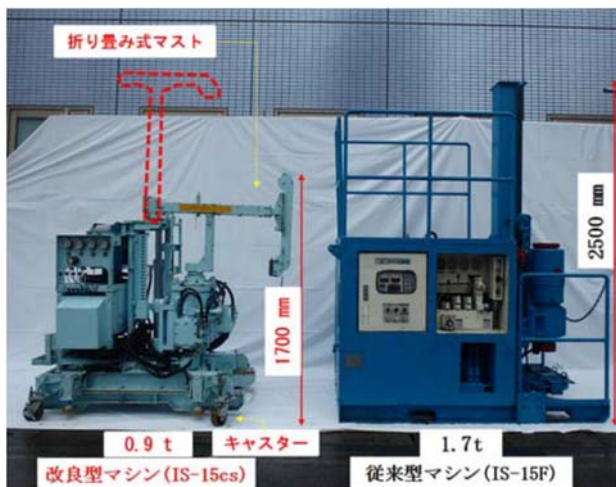


写真1 改良型施工機および従来型施工機



写真2 改良型施工機による施工状況

写真1に改良型マシンおよび従来型マシンの写真を示す。改良を行った結果、改良型マシンの高さを従来型マシンと比較して3割減の1.7mとすることができ、この結果、蓄電池室の高さ制限に対応可能となった。さらに、施工機本体と油圧ユニットを分離させることで改良型マシンの重量を従来型マシンが約半分の0.9tとなり人力運搬とトロ台車への積載が可能となった。写真2に軌道上での改良型施工機の施工状況を示す。なお、本施工に先駆け、軌道を模擬した疑似現場にて段取り・移動・片付けの効率化を検討し試験施工を実施した後に施工に臨んだ。

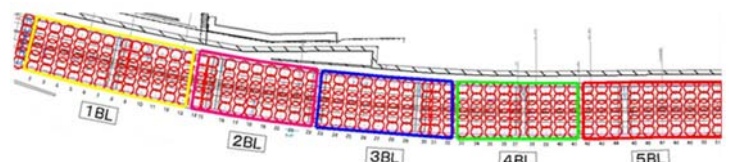


図5 地盤改良平面図

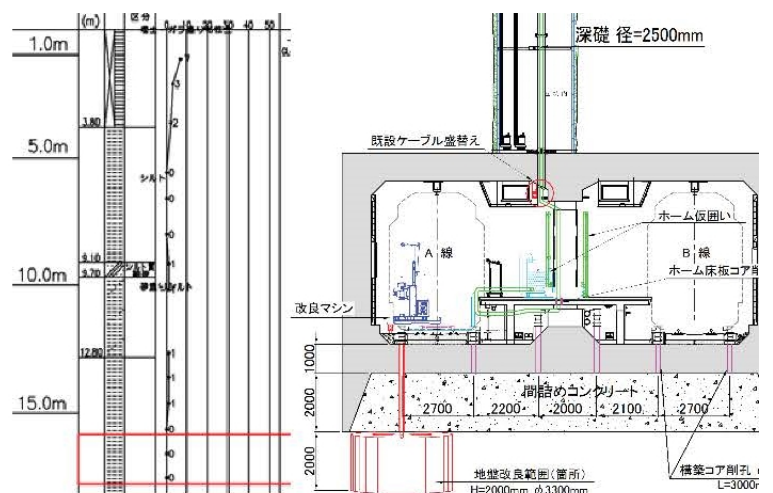


図6 地盤改良断面図

(4) 地盤の概要と課題⁵⁾

地盤改良の概要図を図5および図6に示す。改良対象土はN値0~1のシルトであるが粘着力C(UU)は45.3kN/m²と比較的高い値を示している。軟弱地盤上の施工であることから地盤改良により既設躯体および軌道の変状が懸念された。施工を開始したところ既設躯体の沈下が生じたため原因について検討し、結果として下記の4点が要因として挙げられた。

- ①改良体硬化前のブリーディング
- ②噴射圧による過剰間隙水圧上昇、圧密沈下の誘発
- ③地盤切削~改良体固化までの一時的な支持力低下
- ④コンクリート下端と改良体間の空気溜まりの発生

地盤改良施工直後から初電が運行するまでは沈下が徐々に進行するものの、その後沈下は収束することから③の施工後の一時的な支持力低下によるものが大きいと判断した。地盤改良による既設躯体の沈下は止められないものの、既設躯体縦断線形に局所的な折れが生じないように制御をすれば軌道の狂いや既設躯体の影響も少ないと考え、既設躯体に水盛式沈下計を設置し、「沈下予想」→「施工順序検討」→「施工・計測」→「分析・評価」を繰り返し、沈下分布を制御しながら造成位置を分散させる等の対策を講じて施工を進めた。

(5) 地盤改良施工時の沈下対策^{2) 6)}

本現場で適用したV-JET工法は薬液注入工法のように硬化材を圧入浸透させる工法ではなく、圧縮空気を伴った超高压のセメント系硬化材により地盤を切削混合して排泥を積極的に排出しながら改良体を造成することから、排泥排出管理を的確に行うことで地盤や周辺環境の変位を抑制できる工法である。これより以下に示す排泥に関する8項目に重点をおき施工管理を行った。

- ①減粘材の使用(排泥の流動性向上)
- ②エア量確認(エア量減による排泥排出量減)
- ③プレジェット(水切削により排泥排出を円滑に)
- ④排泥排出補助(排泥管の口元にハイウォッシャーを取り付け希釈)
- ⑤排泥タンク監視(閉塞の有無を常時監視)
- ⑥軌道のレベル管理(常時観測、管理値を越える場合作業中止)
- ⑦躯体の沈下計測(既設躯体の沈下状況をタブレットにより監視)
- ⑧緊急停止スイッチ(異常時に手元スイッチで高压ポンプを停止)

なお、排泥の流動性向上を目的として使用した減粘材はポリカルボン酸重合体を主成分とした混和剤で、セメント系固化材と土を高度に分散させることによって排泥の粘性が低減され、流動性が向上することにより施工効率が向上するものである。本材料の主な特徴を以下に示す。

- ・セメントミルクの粘度が大幅に低下し施工性が大幅に改善される。
- ・分散効果は長時間持続することから長い時間にわたる作業にも適用が可能である。
- ・使用量を増やすことにより、さらに高分散性を発揮することが可能で、粘着力の高い地盤等の難施工性の土質や、長時間作業において、排泥の粘度上昇を防止することが出来る。

(6) 躯体の変状管理^{5) 7)}

躯体の変状管理は、既設躯体継ぎ目に設置した自動計測機(水盛り式沈下計)により行った。沈下管理値は、躯体継ぎ目での下床版コンクリートの配力筋降伏時の相対変位-10.7mmを二次管理値、一次管理値を二次管理値との80%である-8.5mmとした。

地盤改良進捗に伴う既設躯体の変状の経時変化を図7に示す。施工開始直後は駅構内での管理範囲を狭く抑えるために、1BLに地盤改良機2台配置し片押しで施工した。地盤改良の進捗に伴い既設躯体が大きく沈下し始めたため、1台は60m離れた4BLを施工することとしたが躯体の沈下が止まらなかったため、施工を一時中断し対策を練り、(4)で述べた沈下分布を制御しながら造成位置を分散させる対策を講じて施工を進めることとした。

対策後の施工再開時は1,2BL間の相対変位を緩和させるために4,5,7BLを重点的に施工することで、既設躯体が全体的に緩やかに沈下形状となり相対的な沈下量を大きく緩和することができた。

地上部で路面覆工の施工を開始した後は既設躯体上の地山掘削に伴うリバウンドから既設躯体は隆起し最終施工時には緩やかな沈下を示し、最終沈下量は一次管理値の90%程度で施工を完了することが出来た。

(7) 品質確認⁶⁾

品質確認として、改良体の全長ボーリングを実施し、土の一軸圧縮試験 JIS A 1216 により評価した。全長ボーリングにより採取した改良体を写真3に、一軸圧縮試験結果の一覧を表3に示す。若材令や高材令のものを除いた材令28日程度の改良体の一軸圧縮強さは、設計基準強度 $q_u = 1.0 \text{ MN/m}^2$ に対して $0.95 \sim 3.52 \text{ MN/m}^2$ の範囲であり、深層混合処理工法設計施工マニュアルに示される一軸圧縮試験の規格値⁸⁾「①各供試体の試験結果は改良地盤設計強度の85%以上。②1回の試験結果(3個の供試体の試験値の平均値)は改良地盤設計強度以上。」を満たし、現場における規定性能を満たした。また、一軸圧縮強さの変動係数については、粘性土で35.0%であり、一般的なスラリー攪拌工法の変動係数 CV が25~35%の範囲⁹⁾であることから従来の機械攪拌式深層混合処理工法と同等の品質を有していることを確認した。

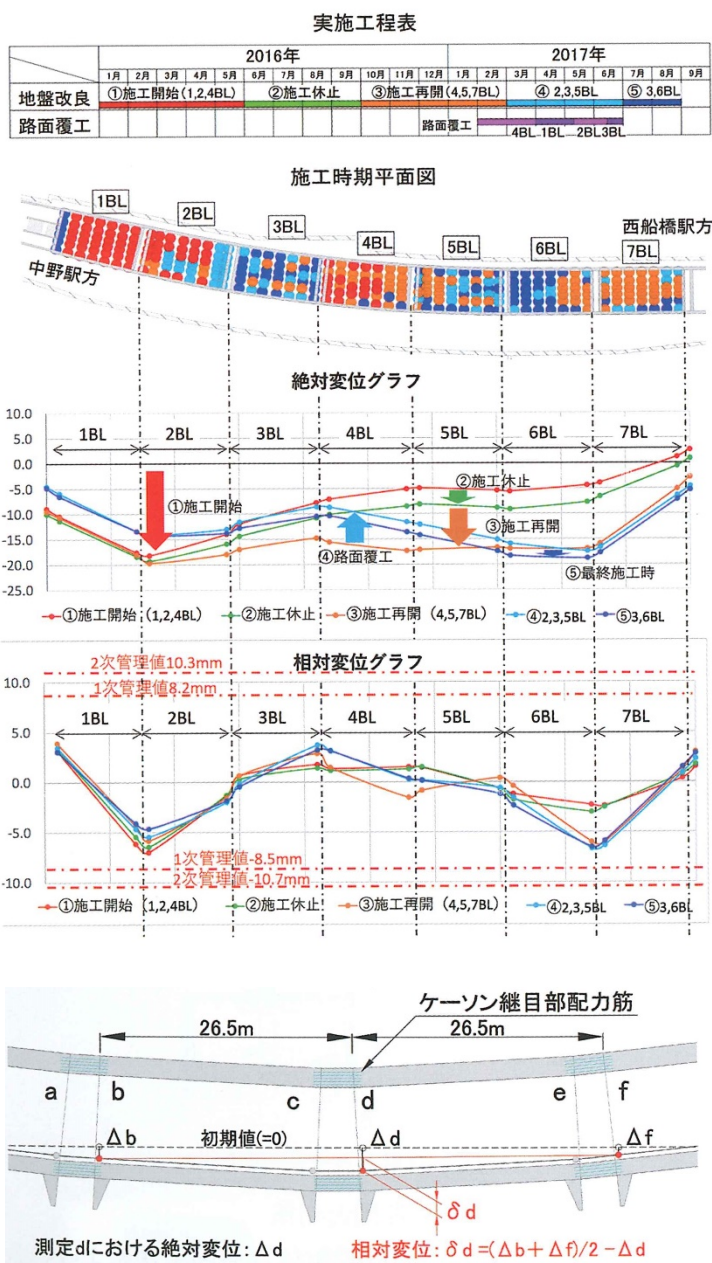


図7 地盤改良による躯体の変状



写真3 全長ボーリングにより採取した改良体
表3 一軸圧縮強さと変動係数

設計強度(粘性土)		1.00 MN/m ²
一軸圧縮強さ	最大値	3.52 MN/m ²
	最小値	0.95 MN/m ²
	平均値	2.06 MN/m ²
標準偏差		0.72 MN/m ²
変動係数		35.0 %

6. おわりに

V-JET工法の概要と社会基盤整備工事への適用例として地下鉄の利便性向上を目的とした整備工事への適用事例について紹介した。地盤改良による既設躯体の変状管理を行うことにより変状は生じたものの相対変位は管理値以内に収まり、さらに軌道の狂いも生じず列車運行に支障なく施工を完了することができた。本事例が今後増えるであろう既存社会基盤の整備事業等に参考になれば幸いである。

〔参考文献〕

- 1) V-JET 協会：V-JET 工法技術・積算資料(第7版)、2019.
- 2) 西青木：軟弱地盤上に構築された既設ケーソン躯体の駅改良工事(本体利用連壁・構内地盤改良)－東京メトロ東西線南砂町駅改良工事－、DOBOKU 技士会東京、No.65、pp6-14、2016.
- 3) 西川・川岸・城石・西青木・近藤・平川：地下鉄駅構築下地盤改良の施工方法変更と試験施工について、土木学会第71回年次学術講演会講演概要集、pp.407-408、2016.
- 4) 松下・大栗・萩原・西青木・近藤・岡田・福田：地下鉄営業線内における高圧噴射攪拌工法のマシンの小型化、第53回地盤工学研究発表会講演集、pp.833-834、2018.
- 5) 桑本・近藤・小森・川岸・福田・津田：地下鉄営業線の変状を制御した構築下地盤改良の施工について、土木学会第72回年次学術講演会概要集、pp.1774-1775、2017.
- 6) 島野：高圧噴射攪拌工法の排泥における粘性低減剤の効果について、第13回地盤改良シンポジウム論文集、pp.95-98、2018.
- 7) 西青木・坂井・西村：南砂町における線路・ホーム増設の大規模改良、土木施工 2019 Vol60 No.11、pp113-116、2019.
- 8) (一社)土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル、p170、2004.
- 9) 地盤工学会：地盤改良効果の予測と実際、pp.215-216、2000.

震災後の地盤改良対策箇所の調査事例

株式会社不動テトラ 久保陽太郎¹⁾

株式会社不動テトラ 橋本 則之²⁾

1. はじめに

建設産業は、地域のインフラの整備や維持管理等の担い手であると同時に、地域経済・雇用を支え、災害時には最前線で地域社会の安全・安心の確保を担う地域の守り手として、国民生活や社会経済を支える大きな役割を担っている。一方、近年の建設投資の減少や競争の激化などにより、現場の技術労働者・若手入職者の減少、高齢化の進行などの問題が発生している。今後は、こうした課題に対応し、建設産業が防災・減災、老朽化対策、インフラメンテナンス、耐震化などの業務に十分対応できるよう、中長期的に持続可能な建設産業の構築が重要となる。近年では特に、頻発する地震や台風、局地的集中豪雨によって全国各地で甚大な被害が発生しており、今後も大型地震の発生や強化した台風、集中豪雨の多発が危惧される。このような自然災害に対し、我々は被害を最小限に抑える「防災・減災社会」の構築に向けた社会基盤整備を進めていくことが重要である。

当社は、これまでに耐震対策（液状化防止、構造物の安定など）として地盤改良を数多く施工しており豊富な実績を有している。また、巨大地震発生直後には、地盤改良施工箇所の状況について調査を行っており、液状化や変形による機能障害は認められず、その有効性を確認している。本報では、北海道地方を震源とした巨大地震発生直後に行った、道内の地盤改良施工箇所の調査結果を紹介し、施工箇所では機能損失に至る大きな被害の発生がなかったことを報告する。

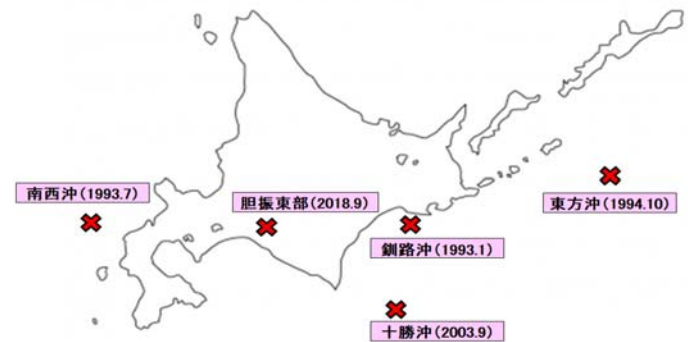


図-1 北海道地方で発生した地震の震源（一例）

2. 北海道地方を震源とする過去の地震

北海道地方を震源とする巨大地震の一例を表-1 に、震源の位置を図-1 に示す。

表-1 北海道地方を震源とする地震の一覧（一例）

名 称	1993 年 釧路沖地震	北海道 南西沖地震	北海道 東方沖地震	2003 年 十勝沖地震	北海道 胆振東部地震
発 生 日 時	1993 年 1 月 15 日 午後 8 時 6 分	1993 年 7 月 12 日 午後 10 時 17 分	1994 年 10 月 4 日 午後 10 時 22 分	2003 年 9 月 26 日 午前 4 時 50 分	2018 年 9 月 6 日 午前 3 時 7 分
震 源	釧路市南方沖 北緯 42 度 55 分 東経 144 度 22 分 深さ 101km	奥尻町北方沖 北緯 42 度 47 分 東経 139 度 11 分 深さ 35km	根室沖 北緯 43 度 23 分 東経 147 度 40 分 深さ 28km	襟裳岬東南東沖 北緯 41 度 47 分 東経 144 度 5 分 深さ 45km	胆振地方中東部 北緯 42 度 41 分 東経 142 度 0 分 深さ 37km
マグニ チュード	M=7.5	M=7.8	M=8.2	M=8.0	M=6.7

1) Yotaro KUBO ; 札幌市中央区北 1 条西 7 丁目 3 番地, TEL : 011-233-1640, FAX : 011-233-1641

2) Noriyuki HASHIMOTO ; 東京都中央区日本橋小網町 7 番 1 号, TEL : 03-5644-8534, FAX : 03-5644-8537

3. 地盤改良工法と主な適用目的

今回紹介する調査対象箇所について、当社が施工した地盤改良工法は、締固め工法（サンドコンパクションパイル工法、SAVE コンポーザー）、排水工法（グラベルドレーン工法）及び固結工法（深層混合処理工法）である。

表-2 地盤改良施工箇所における地盤改良工法と主な適用目的

工法分類	工法名称	目 的
締固め工法	サンドコンパクションパイル工法（SCP 工法） SAVE コンポーザー（静的締固め砂杭工法）	砂質土地盤、粘性土地盤の構造物の安定対策、液状化対策
排水工法	グラベルドレーン工法	砂質土地盤（埋立地）の構造物の液状化対策
固結工法	深層混合処理工法	砂質土地盤、粘性土地盤の構造物の安定対策、液状化対策

4. 震災後の調査結果

ここでは、表-1 に示した 5 つの地震について、発生直後の地盤改良施工箇所の調査結果を以降に示す。

4-1. 釧路沖地震（1993.1.15）

（1）被害概要

平成 5 年（1993 年）1 月 15 日午後 8 時 6 分に発生した釧路沖地震は、北海道、特に震度 6 を記録した釧路地方を中心に大きな被害を与えた。本地震による被害概要は以下のようなものであった。

- ・釧路市内では高台の大規模な地滑りが発生。
- ・釧路港では埋立地を中心に埠頭施設に段差や亀裂がはいるなど大きな被害が発生し液状化現象も確認された。
- ・生活諸施設（ライフライン）では、都市ガス、水道施設の被害が多くみられた。
- ・道路では、国道 44 号で大規模に道路が陥没し通行不能となった他、各地の道路で陥没、亀裂が発生し、その箇所は数百箇所にのぼった。
- ・JR では、レールや橋梁に被害が生じ、根室本線、釧網線が不通となった。
- ・河川では、釧路川などの 5 河川で堤防、護岸に亀裂や陥没などの被害が生じた。

今回の釧路沖地震における構造物被害の特徴は、基礎地盤に起因したとみられる被害が大部分を占めており、特に顕著な被害を受けたのはゆるい砂質土地盤であり液状化現象によるものであった。

（2）地盤改良施工箇所の状況

i) 釧路西港

釧路西港第 1 埠頭では、耐震補強の目的で岸壁背面を締固めによるサンドコンパクションパイル工法（以降、SCP 工法と記載）により施工を行っている。構造物周辺については、振動の少ないグラベルドレーン工法を施工している（図-2）。施工箇所は、地震による被害もなく、エプロン舗装に変状は見られなかった（写真-1）。また、1994 年北海道東方沖地震でも変状は見られなかった。

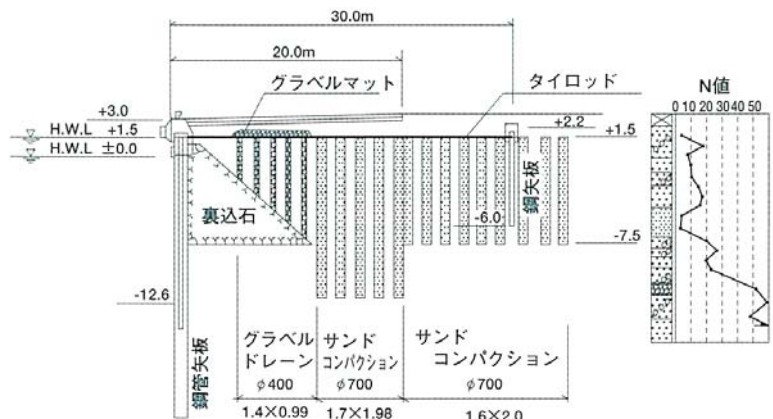


図-2 標準断面図（釧路西港第 1 埠頭）¹⁾

一方、同じ埠頭内の未改良区域では、エプロンに段差、亀裂が生じ、フェリーの接岸に支障をきたした（写真-2）。

ii) 十勝港

十勝港第3埠頭-10m 岸壁および第4埠頭-12m 岸壁において、耐震補強の目的で岸

壁背面を SCP 工法で施工している（図-3）。SCP 施工域では液状化の被害は確認されず（写真-3）、地盤改良を施工していない区域では亀裂などの被害を生じていた（写真-4）。



写真-1 釧路西港（対策箇所） 1)



写真-2 釧路西港（無対策箇所）

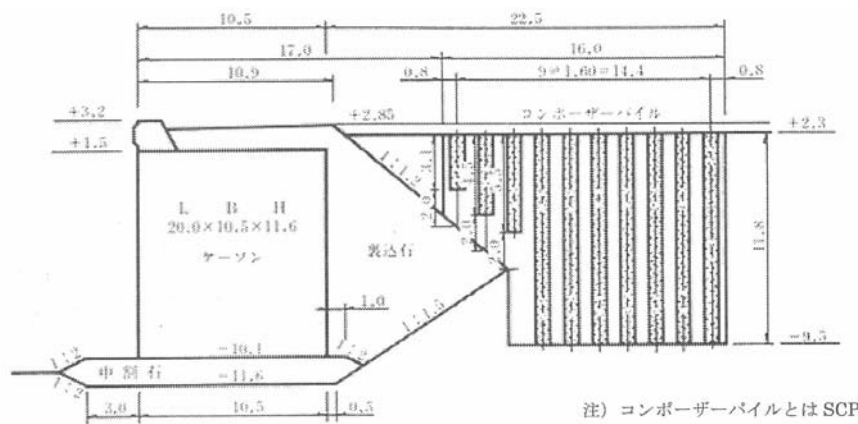


図-3 標準断面図（十勝港） 2)



写真-3 十勝港（対策箇所） 2)



写真-4 十勝港（無対策箇所） 2)

iii) タンク基礎

釧路西港の石油タンク群では、SCP 工法により液状化対策を行っており、タンク本体の被害は見られなかった（写真-5）。同年（1993年）1月21日付の新聞記事には、『被害ゼロだった耐震構造タンク』という見出しで掲載されており耐震工法として評価された。



写真-5 地震後の状況（釧路西港タンク）

iv) 道路施設

軟弱粘性土地盤での道路盛土の安定対策として SCP 工法（打設ピッチ $\square 1.6\text{m} \times 1.6\text{m}$, 改良率 $as=15.0\%$ ）を施工した箇所は、高さ 14m の高盛土であったが、地震による被害は見られなかった（写真-6）。



写真-6 道路盛土（対策箇所）

4-2. 北海道南西沖地震（1993. 7. 12）

（1）被害概要

平成 5 年（1993 年）7 月 12 日午後 10 時 17 分、北海道・東北地方にかけての日本海側で強い地震が発生した。特に震源に近い渡島半島や奥尻島では地震による津波により大きな被害が発生した。本地震による被害概要は以下のようなものであった。

- ・函館港では、岸壁のはらみ出しや液状化による大きな亀裂（幅約 30cm、段差約 50cm）、駐車場の沈下（約 1m）が発生した。
- ・上磯漁港でも岸壁のはらみ出しが生じ、防波堤背面部では沈下や段差・亀裂が生じた。また、後背地では液状化による噴砂跡が見られた。
- ・瀬棚港でも岸壁が大きくはらみ出しエプロンとの間に亀裂（幅約 30cm）が生じた。また、液状化により建屋周辺の地盤が大きく沈下し基礎が露出した。
- ・河川施設では、堤体が堤外側にすべり破壊を起こし、堤頂部中央にクラック、段差（約 1m）が生じた。法先には液状化による噴砂跡が見られた。
- ・国道 5 号線（長万部町）では、延長約 100m にわたり道路盛土全体が大きく陥没した。



写真-7 函館港（対策箇所）

（2）地盤改良施工箇所の状況

i) 函館港

矢板岸壁の安定対策として SCP 工法、施設用地の沈下対策としてサンドドレーン工法（SD 工法）により地盤改良を行っている。地震による被害は確認されず、地震の翌日から水揚げ作業を開始している（写真-7）。

4-3. 北海道東方沖地震（1994. 10. 4）

（1）被害概要

平成 6 年（1994 年）10 月 4 日午後 10 時 22 分、北海道・根室半島東方約 150km の太平洋の海底を震源とする強い地震が発生し、根室市・釧路市を含む道東地区一帯に多くの被害をもたらした。道東地区は平成 5 年 1 月に発生した釧路沖地震に続いて、わずか 1 年余りで再度地震にみまわれた。本地震による被害概要は以下のようなものであった。

- ・釧路港の一部をはじめ各地の漁港では、埋立地の液状化により埠頭施設が大きく被災した。
- ・花咲港の岸壁は大きく変形、陥没し、背面埋立地全域にわたって液状化による噴砂が生じた。
- ・標津港のエプロン部及び建屋周辺で沈下が発生。

- ・国道 272 号では、道路の陥没や橋梁取付け部の背面盛土の沈下による段差が多数発生した。
- ・液状化によるマンホールの浮き上がりや噴砂が多数見られた（標津、別海）。

（２）地盤改良施工箇所の状況

i) 釧路西港

第 2 埠頭-10m 岸壁において、エプロン部の液状化対策としてグラベルドレーン工法を施工している（図-4、写真-8）。

当該箇所は、釧路沖地震時にはまだグラベルドレーン工法を施工しておらず、ケーソン背後に亀裂・段差・沈下が発生した（写真-9）。

今回の北海道東方沖地震では、対策を行っていたことからエプロン及び乗船施設は無被害で、フェリーの接岸及び乗船ともに支障はなかった（写真-10）。また、これ以降の 2003 年十勝沖地震でも変状は見られず大きな被害は確認されなかった。一方、構造物周辺部は施工が不可能であったため、周辺地盤の沈下によるわずかな段差が生じた地点もあった（写真-11）。

ii) 釧路川遊水地築堤

平成 5 年釧路沖地震では、地下水位以下の堤体砂質土が液状化し、堤体に大きな亀裂、段差等を生じ、河川堤防としての機能が失われるほどの被害が発生した（写真-12）。同年、河川堤防の災害復旧工事として SCP 工法を施工している（写真-13）。

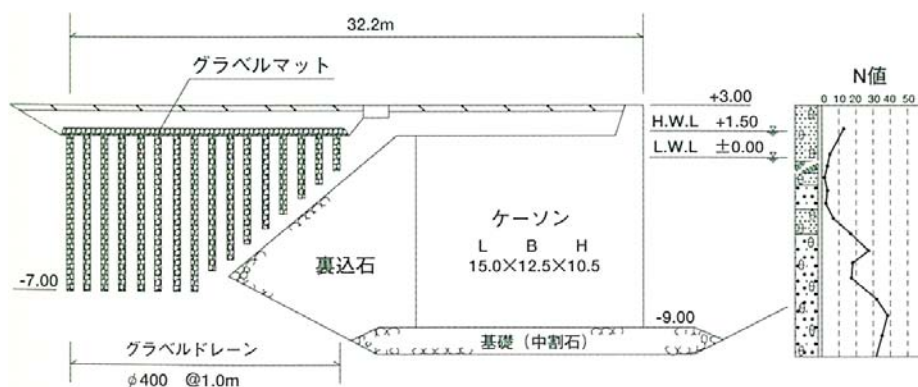


図-4 標準断面図（釧路西港第 2 埠頭-10m 岸壁）¹⁾



写真-8 グラベルドレーン施工状況



写真-11 北海道東方沖地震
（無対策箇所）



写真-9 釧路沖地震（対策前）¹⁾



写真-10 北海道東方沖地震（対策後）¹⁾



写真-12 釧路沖地震（釧路川遊水地築堤）



写真-13 SCP 施工状況（釧路川遊水地築堤）

施工区間は特に被害の大きかった左岸右岸各約 800m で施工機 24 台を投入し、所定の工期内で施工を完了させた。この災害復旧工事が完了して間もなく北海道東方沖地震が発生した。SCP 施工区間では被害が確認されなかったが、地盤改良を施工していない区間では亀裂などの軽微な被害が生じた（写真-14）。

iii) 釧路川横堤

釧路湿原を流れる釧路川に洪水防止を目的として建設中の横堤では、盛土の安定対策として SCP 工法が施工された。釧路沖地震及び北海道東方沖地震とも、対策区間での被害は認められなかった（写真-15）。



写真-14 地震後の状況（釧路川遊水地築堤）

4-4. 十勝沖地震（2003. 9. 26）

（1）被害概要

平成 15 年（2003 年）9 月 26 日午前 4 時 50 分、北海道・釧路沖の太平洋の海底を震源とする強い地震が発生し、釧路市・帯広市を含む道東地区一帯、および日高地方に多くの被害が生じた。本地震による被害概要は以下のようなものであった。

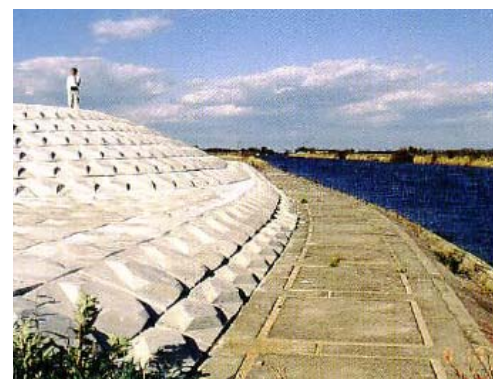


写真-15 釧路川横堤（対策箇所）

- ・釧路西港では、ケーソン岸壁背面に 50～80cm の段差または陥没が見られた。また、埠頭用地では、部分的に液状化による噴砂が生じた。
- ・十勝港第 4 埠頭用地では、地盤改良の施工はなく、広範囲にわたって液状化が発生した。また、建屋については、周辺地盤が沈下し 10～20cm 程度の段差が生じた。
- ・釧路東港では、液状化により建屋周辺の地盤が沈下し 20cm 程度の段差が生じていた。過去の釧路沖地震（1993 年）や北海道東方沖地震（1994 年）でも同様の被害が見られた。
- ・千代ノ浦漁港は、路面の至る所に亀裂が生じ、0.5～1m 程度の陥没が見られた。
- ・豊頃町の十勝川築堤では、大規模な堤体天端の亀裂や陥没が生じた。

（2）地盤改良施工箇所の状況

i) 釧路西港

岸壁背面を SCP 工法、グラベルドレーン工法で施工した箇所については、平成 5 年釧路沖地震および平成 6 年北海道東方沖地震同様、今回の地震でも被害は確認されなかった（写真-16）。



第 1 埠頭-12m 岸壁

第 2 埠頭-10m 岸壁²⁾

写真-16 地震後の対策区間の状況（釧路西港）

ii) 釧路東港

耐震補強の目的で、岸壁背面に SCP 工法による締固めを中心として、構造物周辺は振動の少ないグラベルドレーン工法を施工している。施工箇所は特に変状は見られなかった（写真-17）。

iii) 十勝港

平成 5 年釧路沖地震同様、SCP 工法（コンポーザー）施工区域では無被害であったが、地盤改良を施工していない区間では亀裂等の被害を生じた（写真-18）。

iv) 十勝川築堤

平成 5 年釧路沖地震の災害復旧工事として SCP を施工している（写真-19）。地盤改良区間では被害はみられず、隣接する無対策区間は延長約 100m にわたり 20cm 程度の段差、亀裂を生じた。写真-20 は、手前が SCP 改良域であり、未改良域である奥の区間は亀裂等の被害が発生していた。



写真-17 釧路東港（対策箇所）



第 3 埠頭-7.5m 岸壁(写真 A)



第 3 埠頭-10m 岸壁(写真 B)

写真-18 地震後の被害状況（十勝港）



写真-19 SCP 工法施工状況



写真-20 地震後の被害状況（十勝川築堤）²⁾

4-5. 北海道胆振東部地震（2018. 9. 6）

（1）被害概要

平成 30 年（2018 年）9 月 6 日午前 3 時 7 分、胆振地方中東部を震源とした北海道胆振東部地震が発生し、道内各地に甚大な被害をもたらした。この地震により、北海道厚真町で震度 7、北海道安平町、北海道むかわ町で震度 6 強、北海道千歳市、北海道日高町、北海道平取町、北海道札幌市東区で震度 6 弱を観測したほか、北海道から中部地方の一部にかけて震度 5 強を観測した。また、非常に強い勢力で日本に上陸した台風 21 号が、地震発生の前日に北海道の西側を通過しており、今回の甚大な被害に影響を及ぼしたとも考えられている。特に被害の大きかった札幌市清田区里塚の液状化被害と、震央に近い厚真町での広範囲にわたる大規模な土砂崩れについては、多くの報道がなされた。本地震による被害概要は以下のようなものであった。

- ・清田区里塚：谷埋め盛土の液状化（道路の陥没、建物の傾斜、土砂の流出）。
- ・清田区美しが丘：液状化による噴砂、建物の不同沈下。十勝沖地震(2003)でも液状化。
- ・東区屯田通り：道路の陥没（噴砂や沈下）
- ・厚真町吉野・富里・幌内：大規模な斜面崩壊。表層崩壊のみならず、谷部の比較的深部でも崩壊あり。事前降雨による複合災害の可能性。
- ・勇払マリーナ：液状化による噴砂、道路に段差やクラックが発生、マンホールの浮上り。
- ・鶴川町：建屋の倒壊、傾斜

（２）地盤改良施工箇所の状況

i) 日高自動車道

沼ノ端西 IC 付近では、液状化対策として SCP 工法を施工しており、対策区間での変状は見られなかった（写真-21）。

ii) 苫小牧港東港区

苫小牧港東港区では、各所で液状化による噴砂や沈下の被害が確認されている。コンテナターミナルの港湾施設では、一部で液状化による噴砂や亀裂が見られたものの（写真-22 ③）、液状化対策として深層混合処理工法を施工した岸壁については変状なく大きな被害は確認されなかった（写真-22 ②）。



写真-21 沼ノ端 IC 付近（対策箇所）



写真-22 地震後の被害状況（苫小牧東港）³⁾

5. おわりに

本報では、北海道地方で発生した巨大地震において、被害箇所と当社の地盤改良施工箇所の状況を示し、施工箇所においては液状化や変形によって機能損失に至る大きな被害がなかったことを報告した。

近い将来、更なる巨大地震の発生が想定されている中で、安全で安心な生活を営むためには、持続可能な社会に向けた社会基盤整備の構築が重要である。また、近年では、老朽化した社会資本の更新時期を迎えており、リニューアルへの対応が必要となってくる。こうした現状を踏まえると、今後、地盤改良のニーズは、さらに多様化し要求が高度化していくものと考えられる。これには、適正な改良地盤の評価や構造物の要求性能に基づいた設計法の確立によるソフト的な対応と、対策技術の開発によるハード的な対応とが相互に発展していくことが必要であるとする。地盤改良技術の発展は、これからの社会基盤整備の構築において有意義なものであり、当社がその一翼を担い貢献できるよう技術研鑽に努める所存である。

【参考資料】

- 1) ㈱不動テトラ：カタログ『巨大地震における液状化防止効果グラベルドレーン工法』
- 2) 井戸口清孝，飯田清：地震時の液状化に対する防災技術，第6回技術報告会『土質基礎に関する「防災・減災」技術報告会』，2008
- 3) 西村聡，渡部要一：平成30年北海道胆振東部地震による液状化被害，平成30年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団速報会，2018