

第 17 回（平成 30 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「防災技術」技術報告会

報 告 集

平成 31 年 2 月

主催 北海道土木技術会
土質基礎研究会

目 次

セッション a

- a-1 パイプ傾斜計の開発と適用事例 ……1
明治コンサルタント株式会社 林田 昇、恵 悠貴、滝口 潤
- a-2 柔構造物工法による緊急減災対策 ……6
日特建設株式会社 池田 淳、飯塚孝之
柔構造物工法研究会 下条和史、梅沢広幸、酒井啓介
- a-3 ワイヤケーブルとネットを併用した地山補強土工法「DCネット工法」の開発 ……14
ライト工業株式会社 歳藤修一、別府正顕
神鋼建材工業株式会社 阿部真也
- a-4 BSC（バイオロジカル・ソイル・クラスト）を活用した土壌表面の侵食防止技術
ー北海道の農地法面における適用事例ー ……19
日本工営株式会社 小川 遼、橋本和明、富坂峰人
北海道留萌振興局産業振興部 平山友彰

セッション b

- b-1 V-JET工法を用いた耐震補強工事例 ……25
三信建設工業株式会社 島野 嵐、山口 洋
- b-2 河川防潮堤耐震化補強事業に伴う高圧噴射攪拌工法施工事例 ……29
小野田ケミコ株式会社 甲斐三穂、松岡 大介、桑原宏之、山根行弘、西尾 経
中央大学研究開発機構 齋藤邦夫
- b-3 高圧噴射攪拌併用ハイブリッド工法による震災復興施工事例 ……35
小野田ケミコ株式会社 西尾 経、竹田敏彦、多田光一郎、保坂仁哉
中央大学研究開発機構 齋藤邦夫
- b-4 液状化対策における地盤改良技術の変遷 ……41
株式会社不動テトラ 久保陽太郎、村上恵洋

セッションc

- c-1 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 ……47
錦城護謨株式会社 日下部祐基、山戸勝博、川辺慶司
真空圧密ドレーン工法研究会 榊原 司、白神新一郎
株式会社ドーコン 高橋秀彰
- c-2 回転式破碎混合工法を用いた堤防盛土用固化破碎土の製造 ……57
道路工業株式会社 畠山 誠、蔵谷誠二
株式会社ドーコン 畠山潔芽、高橋秀彰
- c-3 多機能型エポコラムTaf工法の概要と既設残置RC杭の破碎・同時攪拌地盤改良施工事例…64
室蘭開発建設部苫小牧道路事務所 田中健司、河原井 智
小野田ケミコ株式会社 木下和徳、立石光一、西尾 経、竹田敏彦
エポコラム協会 高倉功樹、木寺智則
中央大学研究開発機構 齋藤邦夫
- c-4 山留め式擁壁「親杭パネル壁」の適用例 ～災害復旧・防災を中心として～ ……72
日特建設株式会社 塩崎純一

パイプ傾斜計の開発と適用事例

明治コンサルタント株式会社 林田 昇
恵 悠貴
滝口 潤

1. はじめに

地すべりの地中変位を把握するための調査として一般的な手法は、パイプひずみ計や孔内傾斜計である。しかし、連続降雨や融雪期の地下水位の上昇により地すべりが大きく活動した場合に、パイプひずみ計はスケールオーバーし、孔内傾斜計は地中のガイドパイプの孔曲がりによってプローブを挿入できなくなり、計測不可となる問題点がある。さらに孔内傾斜計では、ガイドパイプ孔内をふさぐ構造となっているため、地下水位観測には別にボーリング孔が必要である。

筆者らは、このような活動量の大きな地すべりに対する地中変位を計測する手法として、地下水位計挿入空間を備えた孔内傾斜計「パイプ傾斜計」を開発した。

本報告では、パイプ傾斜計の仕様と、実際の地すべり地での適用性を確認するため、活動中の地すべり地において計測した結果について述べる。

なお、本報告の一部は日本地すべり学会第 55 回研究発表会にて発表された「地下水位計挿入空間を備えた孔内傾斜計の開発」¹⁾ を引用している。

2. 地すべりの地中変位計測の現状と課題

地すべりの地中変位を計測する手法として、一般に用いられる手法は、パイプひずみ計と挿入型孔内傾斜計である。

パイプひずみ計は、ボーリング孔にグラウトや砂詰めによって固定した塩化ビニルパイプの地すべりによるたわみを、パイプに貼り付けたひずみゲージによって曲げひずみの形で検出し、すべり面の位置を判定する目的で使用される²⁾。

パイプひずみ計の特徴は、その構造が単純であり、取り扱いや計測が容易なこと、安価であること、パイプにストレーナ加工をすることによって、孔内水位の計測や地下水検層等の試験が可能であることである。しかし、計測値がひずみ値 (μSt) で表現されるため、地中の変位量や傾きといった感覚的にわかりやすい値で表現できないことやリード線の発錆や断線、防水処理部分の劣化による水の浸入などにより測定値のばらつきが大きくなる、欠測するなどのトラブルも発生することや、 $20,000\mu\text{St}$ を超えるとスケールオーバーとなり、それ以上の歪量は測定できないといった問題点がある。

挿入型孔内傾斜計は、ボーリング孔に設置した専用ガイドパイプに傾斜センサを内蔵したプローブを挿入し、手動で上下させて計測する手法が一般的である。これによりすべり面の位置判定や地すべり移動層の変位量、移動方向を測定することが可能となる。また、ガイドパイプが正常な状態である限り、測定を続けることが可能であり、高感度であるため断続的かつ移動

Noboru HAYASHIDA, Yuki MEGUMI, Jun TAKIGUCHI

〒102-0085 東京都千代田区六番町 2 番地 TEL.03-4586-2500, FAX.03-3288-5115

量の小さい地すべりや対策工施工直後の長期間にわたる効果判定の確認に適している³⁾。しかし、プローブを手動で上下させる方式のため、短いインターバルでの計測や自動計測には向いていない。さらには、地下水位の測定や地下水検層をするためには別孔を掘削する必要があるといった問題点があり、活動の大きな地すべりではガイドパイプが変形し、場合によっては短期間でプローブが挿入不能となり、再設置を必要とすることもある。

今までにも小型の傾斜センサ技術を用いた地中傾斜計も研究開発されているが、これらの孔内傾斜計の多くは、センサが設置孔内をふさぐ構造となっているため、挿入型孔内傾斜計と同様に、地下水位の測定や地下水検層をするためには別孔を掘削する必要がある。

そこで筆者らは、小型重力加速度センサの技術を用い、センサ本体を薄型にし、塩化ビニルパイプの壁面に装着することで、大きな変位の起きた後も継続して観測でき地下水位計挿入空間を備えた孔内傾斜計を開発した。

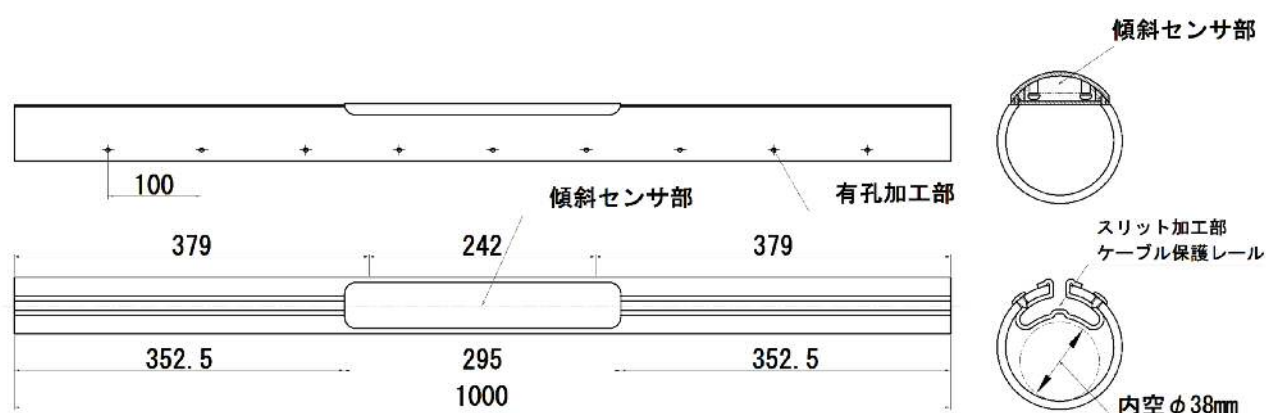


図-1 開発した孔内傾斜計の構造図

3. パイプ傾斜計の構造と測定原理

3.1 開発した孔内傾斜計の構造

パイプ傾斜計は、ストレナ加工をした塩化ビニルパイプ（VP50）の壁面に傾斜センサを1m間隔で装着したものである（図-1）。

傾斜センサはMEMS技術を用いた小型の2軸（X、Y）重力加速度計を搭載しており分解能は 0.01° 、測定範囲は $0\sim 90^{\circ}$ である。また、従来の地中観測機器で問題となる挿入時のねじれについては方位センサを搭載することで傾斜センサの向きを把握可能である。計測間隔は最小5分から最大24時間で設定し、地表部に設置したロガー（電源：DC12V）に自動で記録される。

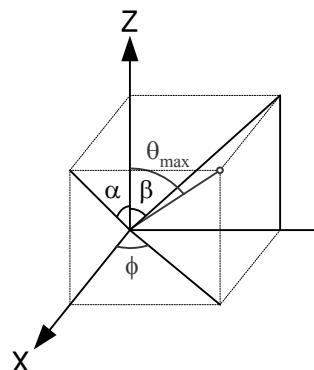
また、傾斜センサを13mmと薄型にしたことで、パイプ内空を38mm確保した。これにより市販の水圧式水位計が活用でき、地中変位計測と地下水位計測が同時に可能となる。

また、深度が深くなってもケーブルを複数本配線する必要がないよう各センサユニットへの通信ケーブル、電源ケーブルを1本で接続する構造とした。

3.2 パイプ傾斜計の計測原理

傾斜センサは 1m ピッチで 2 軸（X、Y 方向）の傾斜角度を計測する。X 軸の傾斜角度を α 、Y 軸の傾斜角度を β とした場合、最大傾斜角とその方向は、図-2 に示す式-1 にて求める。

パイプの 1 本当たりの長さは 1,000mm、パイプとセンサが一体化しているとした場合、計測された傾きを $\theta_{\max}$ 、鉛直軸からの水平距離 Δ 、パイプ長 L の関係は、式-2 であらわすことができる。

$$\Delta = L \times \sin \theta_{\max} \quad (\text{式-2})$$


$$\tan \theta_{\max} = \sqrt{\tan^2 \alpha + \tan^2 \beta}$$

$$\tan \phi = \frac{\tan \beta}{\tan \alpha} \quad (\text{式-1})$$

図-2 2 軸（X、Y 方向）の傾斜角からの最大傾斜角とその方向の算定模式図

4. 地すべり地での計測事例

パイプ傾斜計の実際の地すべり地での適用性を確認するため、活動中の地すべり地（幅約 50m、長さ約 60m）において実証試験をおこなった。試験方法は地すべりブロックのほぼ中央にある既設パイプひずみ計観測孔（推定すべり面深度 10m）に隣接して、深度 15m、掘削孔径 $\phi 86\text{mm}$ のボーリング孔を掘削し、パイプ傾斜計を深度 1m から 15m に設置し、隣接する箇所にある既設パイプひずみ計の計測値と比較検証した（図-3）。なお、既存の断面図によればパイプ傾斜計設置位置では、すべり面深度は 11m に推定される。設置したパイプ傾斜計と、パイプ傾斜計ロガーを写真-1 に示す。



写真-1 パイプ傾斜計とロガー設置状況

図-4 にパイプ傾斜計の Y 軸水平変位量とパイプひずみ計歪量の日別累積柱状図を示す。上段がパイプ傾斜計で、深度 11m において変動があり、変位量は 2016 年 5 月 14 日時点で 50mm を超えている。下段がパイプひずみ計で、深度 10m でパイプ傾斜計と同様の変動傾向がみられる。両者とも他の深度での変動はほとんど見られない。

図-5 には、推定すべり面に相当するパイプ傾斜計の深度 11m の Y 軸の傾斜角度と、パイプ

ひずみ計の深度 10m の歪量の累積変動図を示す。

計測の結果、両者の値の変動傾向は、2016 年 2 月 14 日前後や融雪期となる 4 月以降の累積が進んだ時期をはじめとして計測期間を通してはほぼ一致していることから、パイプ傾斜計はパイプひずみ計と同様に地すべりの地中変位を捉えていると判断される。

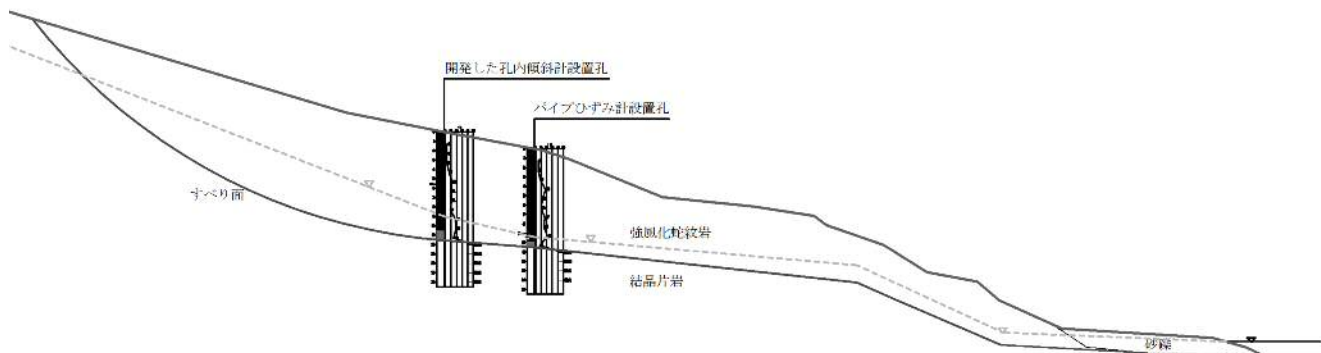


図-3 地すべり地におけるパイプ傾斜計設置断面図

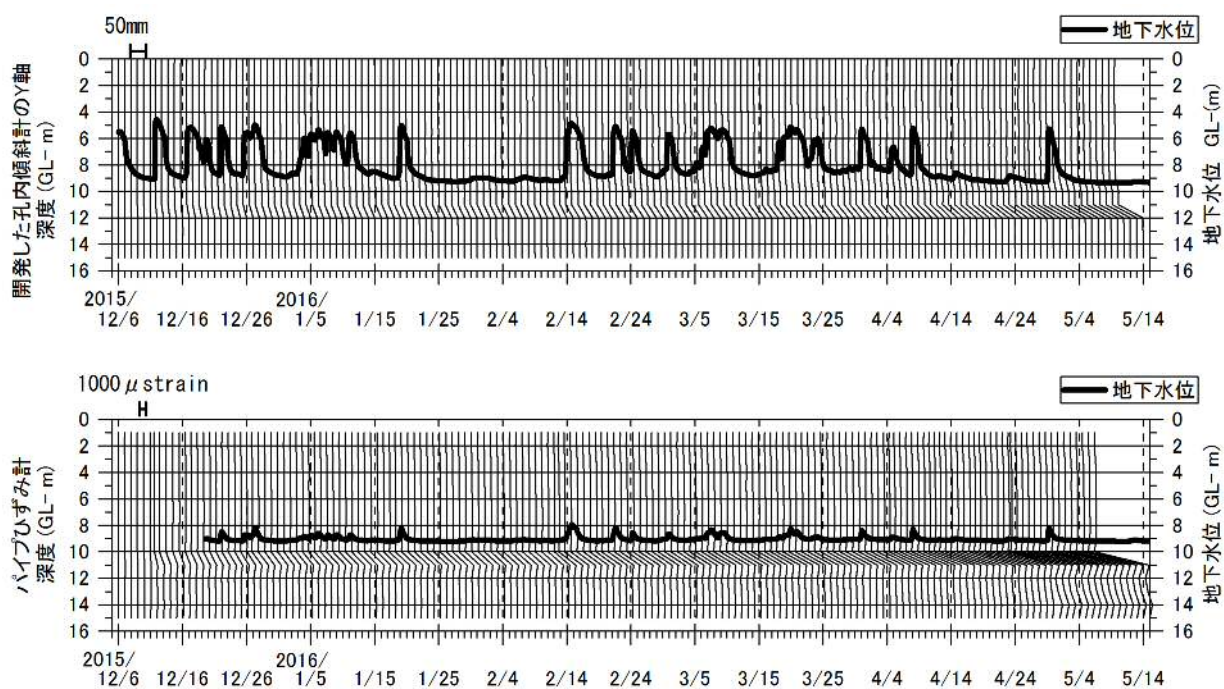


図-4 パイプ傾斜計水平変位量（Y 軸）とパイプひずみ計歪量の日別累積柱状図

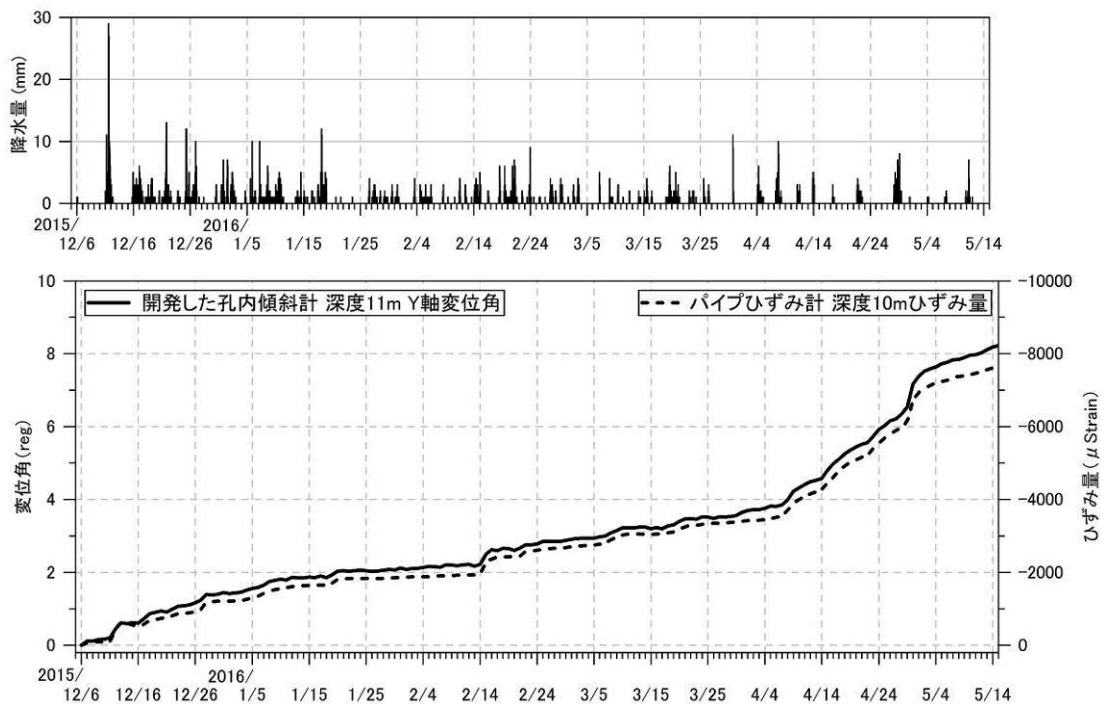


図-5 地すべり地での計測結果

5. まとめ

汎用的に使用できる地すべりの地中変位を計測する手法として、小型重力加速度センサの技術を用い、センサ本体を薄型にし、塩化ビニルパイプの壁面に装着することで、地下水位計挿入空間を備えた孔内傾斜計「パイプ傾斜計」を開発した。

パイプ傾斜計の実際の地すべり地での適用性を確認するため、活動中の地すべり地においてパイプひずみ計の計測値と比較検証をおこなった結果、それぞれの値の変動傾向は、2016年2月14日前後や融雪期となる4月以降の累積が進んだ時期をはじめとして計測期間を通してはほぼ一致していることから、パイプ傾斜計はパイプひずみ計と同様に地すべりの地中変動を捉えていると判断される。さらにパイプ傾斜計は地すべりの地中変位量も捉えることができる。

今後は、継続して観測し、て検証をおこなっていく。また、現在は孔内傾斜計とも比較試験を実施中であり、長期的な検証をおこなっていく。

引用文献

- 1) 納谷 宏，林田 昇，松門祐二，國友 建，中島 伸一郎，清水 則一（2016）地下水位計挿入空間を備えた孔内傾斜計の開発，日本地すべり学会第55回研究発表会
- 2) （社）斜面防災対策技術協会(2012):地すべり観測便覧，（社）斜面防災対策技術協会,pp140
- 3) （社）斜面防災対策技術協会(2012):地すべり観測便覧，（社）斜面防災対策技術協会,pp156

柔構造物工法による緊急減災対策

日特建設株式会社 池田 淳 飯塚 孝之※1

柔構造物工法研究会 下条 和史 梅沢 広幸 酒井 啓介※2

1. はじめに

近年、国内において地震や台風、ゲリラ豪雨といった異常気象を起因とする様々な土砂災害が発生している。こうした土砂災害対策としては砂防堰堤により直接土砂を食い止める、または導流するといった工法が主流となっている。しかしながら、砂防堰堤の施工には長期間を有するため、施工期間中に発生する2次災害に対し、安全対策として何らかのハード・ソフト対策を行う必要がある。

従来の砂防工事現場における安全対策は、工事現場の上流に土石流の発生を感知できるセンサーを設け、センサーの警報により土石流の到達を工事従事者へ事前に知らせることで、工事従事者が工事現場から退避するソフト対策をとっていた。しかし、センサーと工事箇所の立地条件や距離により、十分な安全が確保できない場合があった。

一方、ハード面での安全対策、緊急対策としてはリングネットや衝撃緩和部材を使用した柔構造物工法である強靱ワイヤーネット工が認知され始めている。

強靱ワイヤーネット工は土石流災害直後に人命を守るための緊急的な対策を目的とし、災害関連緊急事業等による砂防堰堤が完成するまでの暫定的な安全対策（土石流を上流部で一時的にせき止めることで、到達を遅延させ、作業員の避難時間を確保する）として使用が可能である。

本報では、強靱ワイヤーネット工の構造や特徴、施工事例等について述べるとともに、災害後の斜面安定対策として採用された高強度ネット工法（高強度ひし形金網＋補強材による対策）の事例を紹介する。

2. 強靱ワイヤーネット工の構造と特徴

2.1. 強靱ワイヤーネット工の構造

図-1 に強靱ワイヤーネット工の構造を示す。本工法は主にリングネット、支柱、ワイヤロープ、衝撃緩和装置（以下、ブレイキリング）から構成され、それらの部材が効率よく変形することで大きなエネルギーを吸収する柔構造物工法である。以下に各部材の詳細を記す。

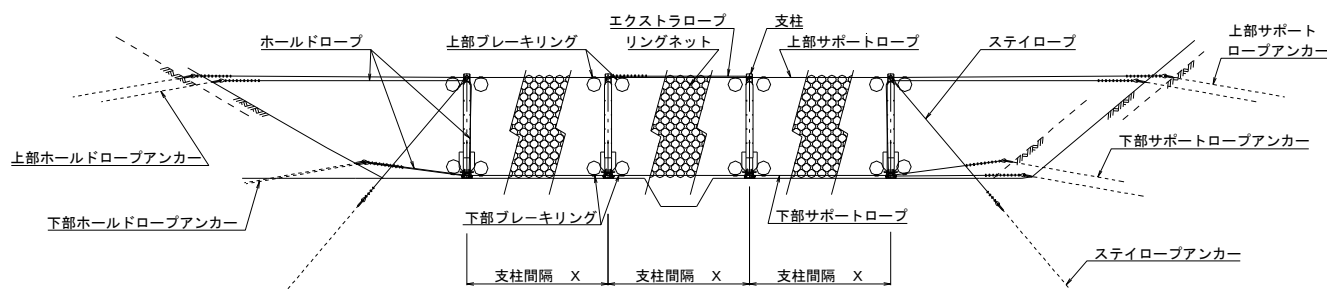


図-1 強靱ワイヤーネット工 概要図

※1 Jun Ikeda, Takayuki Iizuka 北海道札幌市厚別区大谷地東 4-2-20 Tel 011-801-3618 Fax 011-801-3630

※2 Kazuhito Shimojo, Hiroyuki Umezawa, Keisuke Sakai 東京都新宿区四谷 2-10-3 TMS ビル TEL 03-3355-4837 FAX 03-3355-1532

1) リングネット

リングネット (写真-1 参照) は公称素線引張強度が $1,770 \text{ N/mm}^2$ の硬鋼線を巻き束ねたリングを 1 つのリングに対して各々 4 つのリングを内接させ、パネル状に編みこんだネットである。落石捕捉時は作用荷重が任意の点から隣接しているリングに伝達・分散し、ネットが全体的に変形することで落石の運動エネルギーを吸収し捕捉する機能をもつ。

2) 支柱および基礎

支柱には防錆加工を施した H 形鋼を使用し、所定の柵高を保ち、柵の形状を保持する役割を担っている。基部 (写真-2 参照) にはグランドプレートという専用の部材を設置し、支柱はグランドプレートにピン接合している。

3) ワイヤロープ

ワイヤロープは主にネットの設置や柵全体の形状保持のために設置され地中反力体と接続される。サポートロープ、ホールドロープ、ステイロープなどの種類がある。

4) ブレーキリング

ブレーキリング (写真-3 (a) 参照) は鋼管を円形に加工し、結合部をスリーブで固定し、鋼管内にワイヤロープを挿通させた衝撃緩和部材である。ワイヤロープに張力が作用するとスリーブをスライドしながら円形の鋼管がすばまる様に変形 (写真-3 (b) 参照) することで、摩擦力および抵抗力により衝撃を緩和しエネルギーを吸収する。

2.2. 強靱ワイヤーネット工の特徴

強靱ワイヤーネット工の緊急対策工として使用される際の特徴は以下に示す通りである。

- ① 施工期間が短期間 (最短で 1 ヶ月程度) である。
- ② 構造部材が軽量なため現地搬入と設置が容易である。
- ③ 構造物背面が透けて見えるため、景観への違和感が小さく環境面に優れている。
- ④ 土石流を捕捉しなかった場合、多くの構造部材は他現場に転用可能である。
- ⑤ 土砂流木堆積後の除石は、上流側、下流側、問わず実施可能である。



写真-1 リングネット



写真-2 支柱基部



(a) 作動前



(b) 作動後

写真-3 ブレーキリング

3. 施工手順

図-2 および写真-4 に強靱ワイヤーネット工の施工手順を示す。準備工では、設計図書と現地状況を照合し、設置位置の確認や障害となる樹木の伐採を行う。仮設工では、施工に必要な資機材の搬入および削孔作業に必要な仮設足場の組立を行う。反力体設置工では、支柱やロープの反力体を設置するために削孔、鋼材挿入、グラウト注入などの工程を行う。耐荷試験では、グラウトが所定の強度に達していることを確認の上、反力体に荷重を与え、所定の耐力を有するかを確認する。その後、支柱を建て込むためのグラウンドプレートの設置し、調整モルタルを打ち込む。本体組立工では、主に支柱の建て込み、各ロープの取付、リングネットの取付が主な作業となり、柵を完成させる。最後に、施工で使用した資機材や足場の片付けを行い、竣工となる。

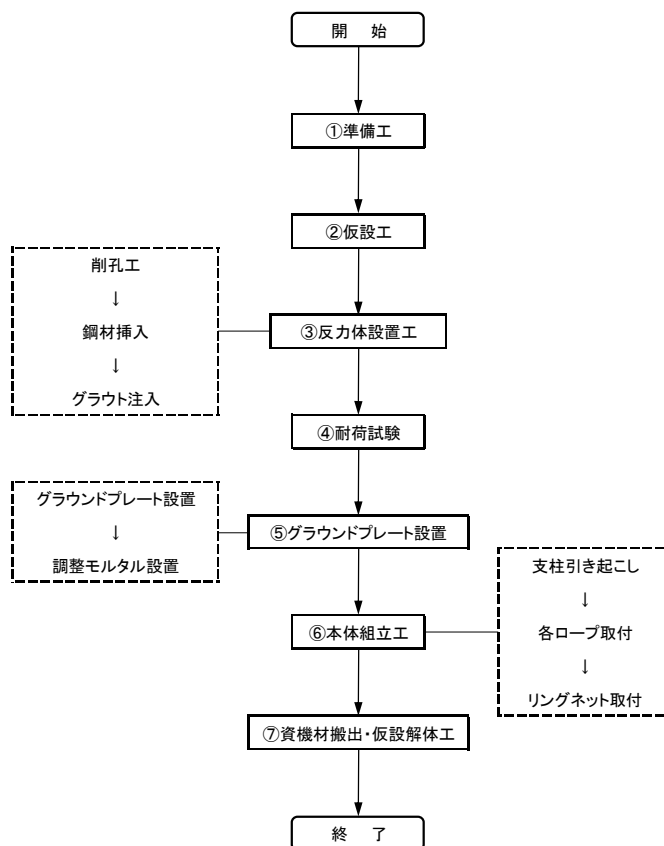


図- 2 施工フロー



②仮設工(足場工)



完成



⑥本体組立工(ネット)



③反力体設置工(削孔工)



④耐荷試験



⑥本体組立工(支柱)

写真-4 設置手順(例)

4. 施工事例

4.1. 平成 26 年広島豪雨災害

写真-5 ～ 写真-8 に平成 26 年 8 月豪雨による広島市の土砂災害現場における強靱ワイヤーネット工の設置状況を示す。本災害は死者・行方不明者 74 名，全壊 133 棟，半壊 122 棟にのぼる被害が発生した。土石流発生を引き金となったのは，半数以上が 0 次谷での崩壊であったと考えられる。

当現場は八木地区であり，3 箇所（写真-6 左から 1006-1，1006，306）に強靱ワイヤーネット工を設置した。強靱ワイヤーネット工 1006-1 は柵高 5.5 m，柵延長 5.0 m × 3 スパン = 15.0 m，強靱ワイヤーネット工 1006 は柵高 5.5 m，柵延長 4.0 m × 3 スパン = 12.0 m，強靱ワイヤーネット工 306 は柵高 5.5 m，柵延長 5.0 m × 4 スパン = 20.0 m である。

この災害では本現場以外にも計 36 箇所の強靱ワイヤーネット工が設置されており，1 柵あたり 1 ヶ月 ～ 2 ヶ月程度と短期間で施工が完了している。

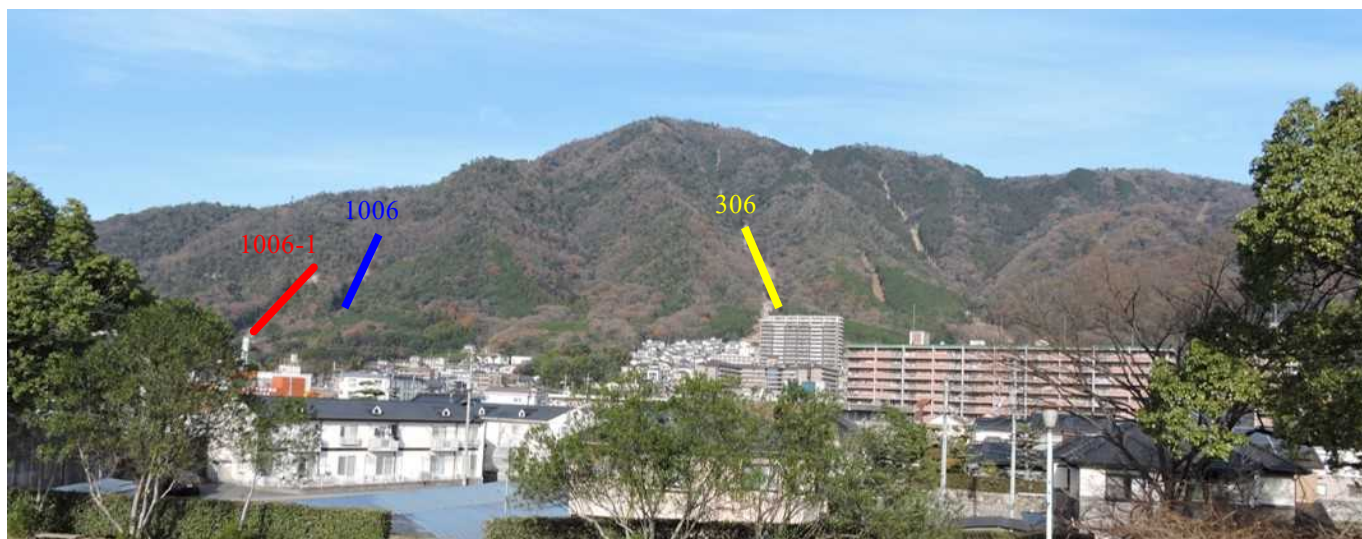


写真-5 全景



写真-6 1006-1

写真-7 1006

写真-8 306

4.2. 平成 28 年北海道豪雨災害

写真-9 ～写真-12 に平成 28 年 8 月北海道豪雨災害現場における強靱ワイヤーネット工の施工状況を示す。8 月 17 日から 31 日までの 2 週間に 4 つの台風が接近し、道東を中心に記録的な大雨となった。十勝川や常呂川、空知川などの堤防が決壊し、多くの家屋や農地が浸水、道路や橋梁に対しても甚大な被害が発生した。特に国道 274 号の被害は大きく、平成 29 年 11 月頃に通行止めが解除されたが、復旧には 1 年を要した。また国道 38 号においても土砂の流出など交通に支障をきたした。

当現場では、上記の災害の際に道東道狩勝第 2 トンネル内に土砂が流出するなど交通に支障をきたしたため緊急対策として設置されることとなった。上流側に柵高 5.5 m、柵延長 $5.0 \text{ m} \times 4 \text{ スパン} = 20.0 \text{ m}$ 、下流側に柵高 5.5m 柵延長 $5.0 \text{ m} \times 3 \text{ スパン} = 15.0 \text{ m}$ の 2 柵を設置した。北海道の冬季期間中であり、気温が氷点下 20 度を下回り雪が降り積もる過酷な環境での施工となった。暴風雪による工事中止や、資機材の温度管理を確実に実施する必要があったこと、またアンカー定着地盤が硬質で削孔が難航したこと等により、工程の遅延が余儀なくされた現場であったが、無事に竣工を迎えることができた。



写真-9 被災状況



写真-10 足場組立



写真-11 削孔



写真-12 完成状況

5. 捕捉事例

5.1. 富山県

写真-13 (a) に富山県で設置した強靱ワイヤーネット工の前身となるリングネット工の捕捉事例を示す。当該箇所では、砂防工事期間中の安全対策として平成 10 年 7 月に設置し、同平成 10 年 8 月に土砂が流出し、約 720 m³ の土砂を捕捉した。砂防堰堤工事期間中に土石流が発生したが、強靱ワイヤーネット工が機能し、下流で作業を行っていた作業員の安全が守られた。

5.2. 山梨県

写真-13 (b) に山梨県で設置した強靱ワイヤーネット工の捕捉事例を示す。当該箇所では、砂防堰堤工事期間中の安全対策として平成 17 年 12 月に設置した。幸いにも工事期間中に土石流は発生せず、砂防堰堤は無事に完成した。また、砂防堰堤完成後も設置した強靱ワイヤーネット工は存置され、完成から 6 年経過した平成 23 年に土砂が流出し、約 1,350 m³ の土砂を捕捉した。

5.3. 奈良県

写真-13 (c) に奈良県で設置した強靱ワイヤーネット工の捕捉事例を示す。当該箇所では、治山災害対策として平成 25 年 3 月に設置した。翌年、平成 26 年に土砂が流出し、約 650 m³ の土砂を捕捉した。



写真-13 捕捉状況

6. 斜面安定対策における緊急対策工 (高強度ネット工法)

高強度ネット工法はリングネットと同じ素線を使用したひし形金網の TECCO ネット (写真-14 参照) と補強材 (写真-15 参照) を併用することにより斜面・法面の安定を図る工法である。高強度ネットの性質を十分に発揮し、安全かつ短期間で斜面对策を行うことができるため、災害時の緊急対策として有効な工法である。写真-16 に災害後の緊急対策として施工した熊本県の現場事例を紹介する。



写真-14 TECCO ネット



写真-15 補強材

施工前

施工後

(a) 阿蘇



(b) 戸下



写真-16 高強度ネット工法施工事例

7. まとめと今後の展望

現在、強靱ワイヤーネット工は国内において 86 箇所（平成 30 年 2 月時点）の施工実績があり、土砂の捕捉実績もある。また、土石流が発生せずに砂防堰堤が竣工した現場においては、他現場への部材の転用も行われている。

現在、強靱ワイヤーネット工は国土交通省の位置付けとしても仮設構造物となっている。今後の展望としては、強靱ワイヤーネット工の長期供用を目指し、技術資料を整備しているところである。

今後、更に強靱ワイヤーネット工および高強度ネット工法の認知度が広まることを祈りつつ、各所での活躍を期待する。

参考文献

- 1) 平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集，佐藤聡，西本公明，望月章彦，李超，強靱ワイヤーネット工の施工について，pp.B-84～B-85.
- 2) 平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，石川芳治，高倉敏誠，望月章彦，若林慶一，李超，柔構造土石流工事安全対策工による捕捉事例を踏まえた性能検証，pp.102～103.
- 3) 国土交通省北海道開発局，平成 28 年 8 月北海道豪雨災害被災とその影響、そしてこれから，平成 29 年 4 月 13 日.
- 4) 内閣府 (防災担当)，災害復興対策事例集Ⅱ，平成 29 年 3 月

ワイヤケーブルとネットを併用した地山補強土工法「DCネット工法」の開発

ライト工業株式会社 歳藤 修一*1
神鋼建材工業株式会社 阿部 真也*2
○ライト工業株式会社 別府 正顕*3

1. はじめに

近年、自然環境への配慮や工期短縮の観点から吹付砕工に代わり、ワイヤケーブルやひし形金網（以下ネットと称する）などの非コンクリート部材を使用したのり面保護工が用いられる事が多い。これらの工法は、ネット+地山補強土またはワイヤケーブル+地山補強土といったように、ワイヤケーブルやネットを単独で使用し、それらの部材を単独で機能させることによって地山を安定させるものが多い。

今回新たに開発した DC（Displacement Control）ネット工法は、ワイヤケーブルとネットを使用し、それぞれの部材機能を有効に発揮させることで、崩壊時の変形量を抑制できるのり面保護工である。

DC ネット工法の設計方法として、土圧に対する地山補強土の検討および、ネット、ワイヤケーブルの検討を行う。検討に際してはそれぞれの部材で行うが、DC ネット全体の系として機能が発揮されるかを確認するために、実物大載荷試験を行った。また、地山補強土の設計に際して必要な要素としてのり面工低減係数 μ があるが、この値は工法によって異なる値が採用されている。この値を決定するために室内模型実験を行った。

2. DC ネット工法の概要

DC ネット工法は、斜面全面に敷設したネットと、その上部にひし形状に配置したワイヤケーブルと、ワイヤケーブルの交点に打設した補強材から構成される地山補強土工法である（図-1）。ワイヤケーブルと補強材により斜面の安定性を向上させ、ネットにより表層崩壊を防止させる。

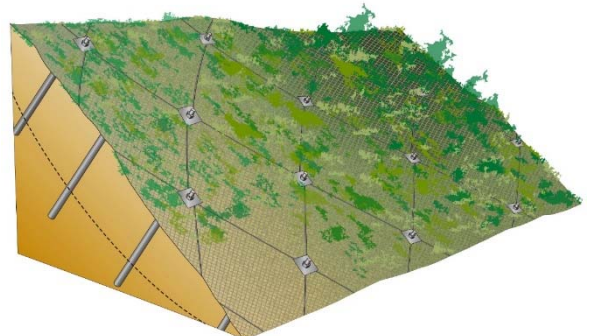


図-1 DC ネット工法イメージ

2. 1 工法の特徴

本工法の特徴を以下に示す。

- ① ネットにより表層崩壊を防止し、ワイヤケーブル及び補強材で斜面の安定性を向上させ、全体として斜面の崩壊を防止する。
- ② 塑性変形箇所の部分補修性が優れ維持管理が行いやすい。
- ③ 全面緑化が可能で周辺景観と調和する。
- ④ 部材構成が簡易なため、大規模な機械やプラントが不要であり、簡易に施工ができ経済的である。

2. 2 構造及び部材

DC ネット工法のロックボルトは、2.0m の千鳥に配置することを標準とする。連続したワイヤケーブルをジグザグ状に斜面へ敷設し、ロックボルトの頭部プレートと連結させる。ワイヤケーブルとネットは

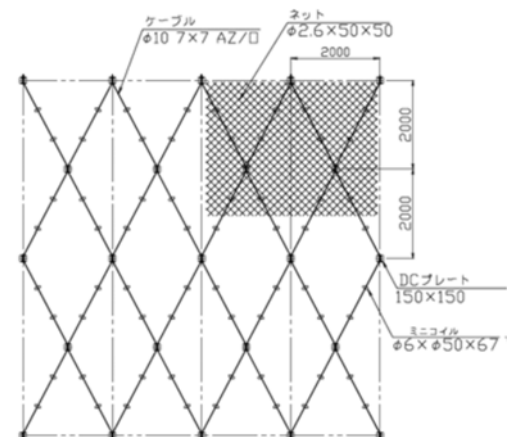


図-2 標準構造図

*1 Shuichi Toshito 大阪府吹田市江坂町 1-16-8・TEL06-6385-3441・FAX06-6368-2848

*2 Shinya Abe 兵庫県尼崎市丸島町 46 番地・TEL 06-6418-2621・FAX06-6418-6701

*3 Masaaki Beppu 東京都千代田区九段北 4-2-35・TEL 03-3265-2454・FAX03-3265-3402

コイルで接合することで、ロックボルトに生じた荷重がワイヤケーブル及びネットに伝達される構造となっている。図-2に標準構造図を示す。ワイヤケーブル間の中抜け崩壊に対して、初期段階ではネットの変形による抑止効果が卓越するが、

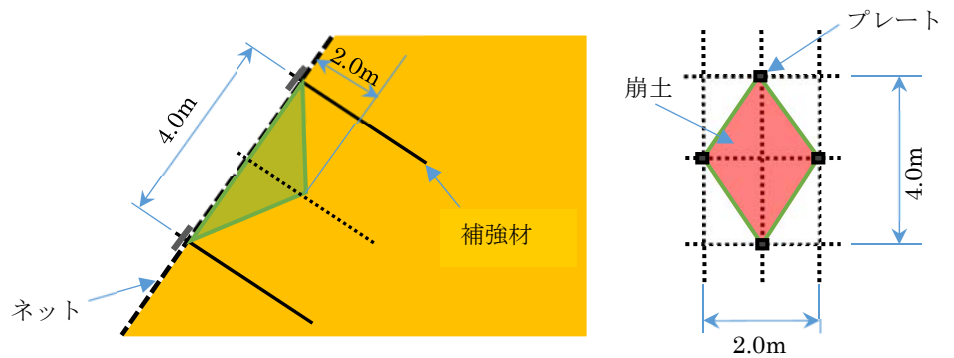


図-3 崩壊モデル

とネットの相互作用により土塊重量に抵抗すると考えられる。そこで、載荷時のワイヤケーブル及びネットの相互作用による抑止効果を確認するため実物大試験によりシステム全体の検証を行った。

3. DC ネットの実物大試験

3. 1 試験方法

補強材間で深さ 2m 程度のクサビすべりが発生するモデルを仮定する（図-3）。この土塊重量 30kN が補強材間のネットにひし形の形状で 4m² に作用した場合を想定し、7.5kN/m² を載荷する。

DC ネットを組み立て、土塊を想定した錘をネットに載荷し、ワイヤケーブルの張力およびネットのたわみ量を計測した。錘を 8m² の範囲で載荷するため、試験荷重を 60kN とした。60kN までの載荷で DC ネットに変状が生じなければ、試験荷重の 2 倍程度までさらに載荷した。

試験の概要を表-1、図-4 に、試験状況を図-5 に示す。

表-1 実物大試験条件

規格・仕様		載荷条件	
補強材間隔	2.0m×2.0m	試験荷重(中抜け土塊重量)	60kN (7.5kN/m ² ×8m ²)
ネット形状	φ 2.6×50×50mm	載荷ピッチ	1.96kN (0.2tf)
ワイヤケーブル	φ 10 7×7	※最大158kN (19.75kN/m ² ×8m ²) まで載荷	

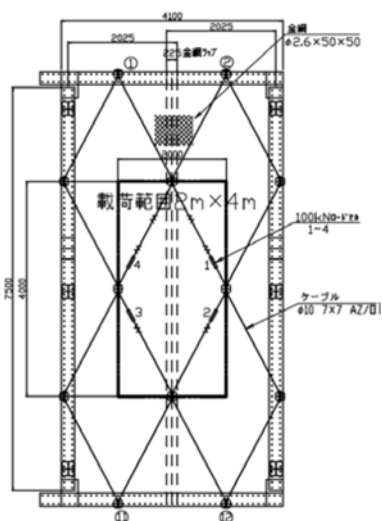


図-4 実物台試験概要図

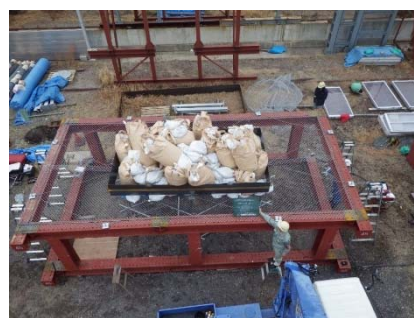


図-5 試験状況

鋼製型枠に土のうを敷き詰め、さらに大型土のう及び重錘を 0.2t 刻みで載せる方法で実施した。各荷重載荷段階についてケーブル張力とネットたわみ量を計測した。ケーブルの有無などを比較できるように複数のケースで試験を実施した。

3. 2 試験結果

代表的な 3 ケースについて、実物大載荷試験の結果を表-2 に示す。試験結果から次のような知見を得た。

(1) 部材強度

ワイヤケーブルに発生した最大張力が、ワイヤケーブルの許容引張荷重 (21.4kN) に対して安全であることが確認できた。また各部材に変形、破断などの損傷はみられなかった。

表-2 実物大試験結果

No	ワイヤケーブルの有無	試験荷重 (kN)	等分布荷重 (kN/m ²)	最大張力 (kN)	最大たわみ (mm)	評価
1	有り	60	7.5	13.1	546	異常なし
2	有り	158	19.75	19.1	—	異常なし
3	無し	60	7.5	—	596	異常なし

(2) ワイヤケーブルの変位抑制効果

ひし形にワイヤケーブルを設置することで、ケーブルを設置しない場合に比べ、載荷時のたわみ量が約 10% 程度低減することが確認された。

(3) システムの有効性

想定される中抜け崩壊 (7.5kN/m²) に対して安全性が確認された。また想定荷重に対して約 2.5 倍の崩壊土砂重量が作用した場合においても土砂を捕捉できることが確認された。

4. 模型実験装置による土層試験

地山補強土の設計に必要なのり面工低減係数 μ を求めることを目的として、室内模型実験を行った。さらに実験結果より、のり面補強メカニズムを考察した。

4. 1 実験方法

DC ネット工法の標準的な設計仕様に基づき、実物の 1/5 スケール室内模型実験装置¹⁾を用いて行った。図-6 ～8 に試験装置概要を示す。表面工のない条件 (RB1) と DC ネット工法の標準仕様 (DC1) について実験を行った。

実験装置内に真砂土 (内部摩擦角約 30°) を充填し、厚さ 15cm 毎に締め固めた。ポータブルコーン貫入試験によって締め固めの程度を管理した ($q_c=150\text{kN/m}^2$ 程度)。実験装置は上枠がスライドする仕組みになっている。上枠と下枠の間を仮想せん断面とし、実験装置の傾斜を徐々に増加させ、土の自重によりせん断破壊を生じさせる。引張型ロードセルによってロックボルトに作用する引張荷重を、棒状変位計によって法面方向のせん断変位量を、巻込型変位計によって傾斜角をそれぞれ測定した。測定間隔は毎秒 20 点である。

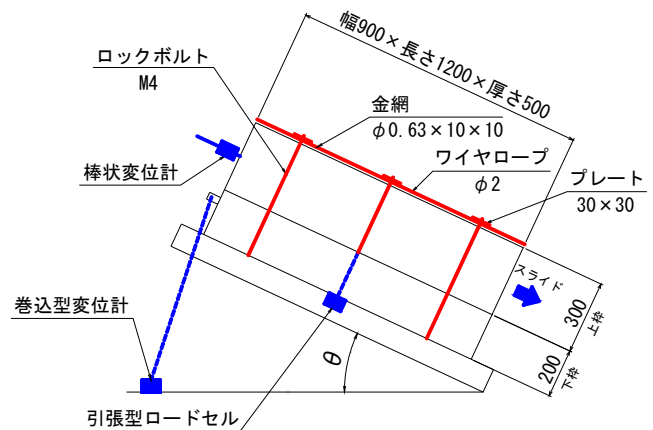


図-6 室内実験装置概要図



図-7 室内実験装置

4. 2 実験結果

(1) DC ネットの補強メカニズム

各実験ケースにおける傾斜角度とロックボルトに作用する引張荷重の測定結果を表-3 に示す。また、上枠の変位量も含めたグラフを図-9 に示す。表面工の無いケース RB1 と比べて、表面工のあるケース DC1 の場合では、崩壊角度が大きくなり、ロックボルトの引張荷重も大きい。測定データと試験の挙動を以下に示す。

・ケース RB1：表面の土が中抜け崩壊を起こ

し(図-10)、最終的に傾斜角 43.8° で崩壊に至った。その時のロックボルトに作用した最大引張荷重は 70.1N であった(表-3)。

・ケース DC1：金網、ワイヤロープにより中抜けを抑制し(図-11)、ロックボルトの引張補強効果を引き出すことによって、傾斜角 52.1° まで滑動に抵抗した。また、崩壊の速度も RB1 と比べかなり遅かった。その時のロックボルトに作用した最大引張荷重は 412.7N であった(表-3)。

実験結果より、DC ネット工法における補強メカニズムを以下のように考察できる(図-9)。

- ①土の安定領域(内部摩擦角約 30°)
- ②土がせん断破壊を起こし始め、ロックボルトのせん断補強効果で滑動に抵抗
- ③土塊の崩壊に伴いロックボルトの最大引張荷重が発現(RB1)
- ④表面工とロックボルトによる複合補強効果で滑動に抵抗

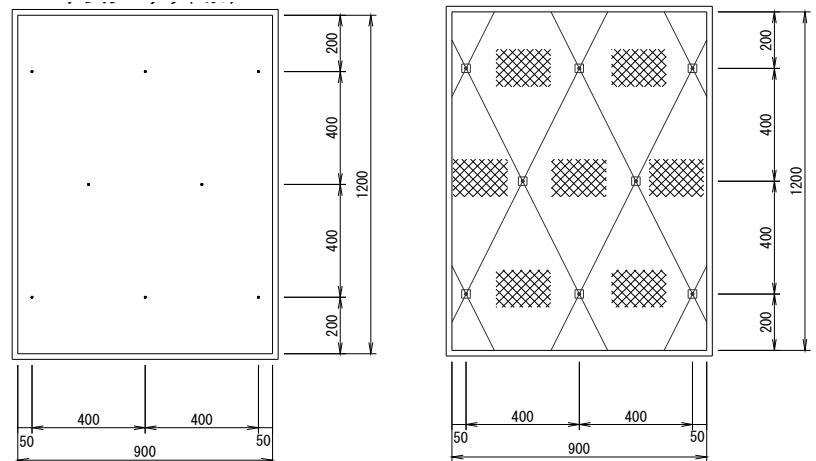


図-8 室内実験における部材の配置

表-3 室内実験結果

実験ケース	使用部材				実験結果	
	ロックボルト	プレート	金網	ケーブル	崩壊角度($^{\circ}$)	最大引張荷重(N)
RB1	○	—	—	—	43.8	70.1
DC1	○	○	○	○	52.1	412.7

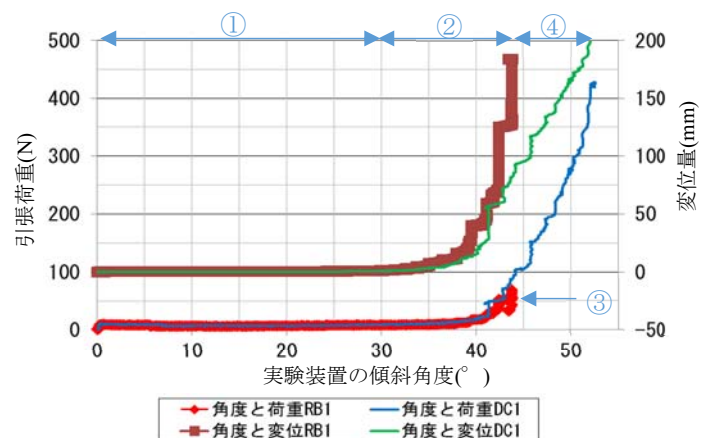


図-9 実験装置の傾斜角度に対する引張荷重・変位量

(2) のり面工低減係数 μ について

切土補強土工法設計・施工指針では、のり面工低減係数 μ は次の式で定義されている²⁾。

$$\mu = \frac{T_0}{T_{max}}$$

T_0 ：表面工基部に作用

するロックボルト引張力

T_{max} ：ロックボルト引張力最大値

ここで、 T_0 は表面工の有無による最大引張荷重の差分と考え、

$$T_0 = T_{DC1} - T_{RB1}$$

$$T_{max} = T_{DC1}$$

とし、DC ネット工法ののり面工低減係数 μ_{DC} を以下の式で求める³⁾。

$$\mu_{DC} = \frac{T_{DC1} - T_{RB1}}{T_{DC1}}$$

実験結果より、

$$\mu_{DC} = (412.7 - 70.1) / 412.7 = 0.83$$

となる。この結果は、切土補強土設計・施工要領における、のり枠工ののり面工低減係数 $\mu = 0.7 \sim 1.0$ と同等と評価できる。ここに示した結果以外にも複数の実験を行っており、のり面工低減係数はおおむね 0.8 を確保できることを確認した。よって、DC ネット工法ののり面工低減係数には 0.8 を採用する。



図-10 ケース RB1 実験状況



図-11 ケース DC1 実験状況

5. まとめ

ワイヤケーブルとネットを組み合わせたのり面保護工である「DC ネット工法」を新たに開発し、実物大の載荷試験を実施した。その結果、のり面保護工として作用する荷重に対して、各部材が変形することなく機能することが確認された。また、土砂を抑制する効果が高いネットに、強度の高いワイヤケーブルを追加することで、斜面の変位量を抑制する効果が確認された。

表面工に金網、ワイヤロープを設置することによって、ロックボルトの引張補強効果が向上することと、崩壊の速さを抑える効果があることが確認された。さらに DC ネット工法ののり面工低減係数 μ は、0.83 であることが確認され、この結果は切土補強土設計・施工要領における、のり枠工ののり面工低減係数 $\mu = 0.7 \sim 1.0$ と同等と評価できる。

表層が薄い場合に対するのり面工低減係数がどのように変化するのか確認し、設計時により適切な値を用いることが出来るようにすることが今後の課題である。

参考文献

- 1) 九田ら：ES ネット工法ののり面補強効果に関する模型試験：土木学会第 69 回年次学術講演会、3-259、2014.9
- 2) 東日本高速道路株式会社他：切土補強土工設計・施工要領、2007.1
- 3) 高橋ら：長繊維混入補強土一体緑化工法においてアンカーバーの設置間隔および土質が補強効果に与える影響：土木学会第 63 回年次学術講演会、3-082、2008.9

BSC（バイオロジカル・ソイル・クラスト）を活用した土壌表面の侵食防止技術

ー北海道の農地法面における適用事例ー

日本工営株式会社 小川 遼^{*1} 橋本 和明^{*2} 富坂 峰人^{*3}

北海道留萌振興局産業振興部 平山 友彰^{*4}

1. はじめに

バイオロジカル・ソイル・クラスト（以下、BSC とする）を活用した侵食防止技術は、土壌藻類からなる資材を散布して早期に BSC を形成することで土壌侵食を防止し、それにより周辺からの植生侵入を促進させて斜面の安定性を高めようとする工法である。本技術は、強い雨が降り、土壌侵食や海洋への土壌流出が大きな課題となっている南西島嶼域で開発された技術であるが、同様な藻類が北海道にも自生していることが確認されており、さらに一般的な緑化用の草本種と異なり、耐凍性を有することから、今後北海道においても、侵食防止対策としての活用が期待されている。

北海道のような寒冷地の農地法面では、融雪期に侵食が生じやすく、用水路や水田などが法面直下に位置する場合、法面の崩落・侵食によって多くの土砂・礫などが流入することが問題となっている。また、近年は北海道においても大型台風の上陸やゲリラ豪雨発生の頻度も増加しており、法面の侵食防止対策の必要性が高まっている。本報では、BSC 工法の概要と道内の農地法面における適用事例について紹介する。

2. BSC 工法の概要

2-1 BSC の特徴と BSC 工法の趣旨

BSC とは、糸状菌類や藻類、地衣類およびコケなどが地表面の土粒子等を絡めて形成するシート状の土壌微生物のコロニーのことである。BSC は、崩壊地などにおける自然植生の遷移初期や更新後の農地などで、時間経過と共に自然に形成されるものであり、植生遷移の初期によく見られる自然現象の一つである（図-1）。BSC については、これまでに試験圃場での観測¹⁾や、人工降雨試験による測定²⁾等により、高い侵食防止効果を有していることが確認されている。法面裸地等が生じた後の植生遷移では、最初に BSC の形成により土壌侵食が防止され、それにより埋土種子や周辺からの飛来種子が活着・生育しやすくなり、コケ・地衣類、草本へと植生遷移が進んでいく。BSC 工法の主旨は、裸地や工事等で荒れた土壌面に、BSC を形成する土壌藻類を散布し優占させることで、より早く BSC を形成させることである。自然状態では、崩壊等が発生した後、BSC が形成されるまでには数年程度の時間が必要であるが、BSC 工法を実施した場合、通常 2 週間～1 カ月程度で、散布した藻類が活性を取り戻して増殖が活発になり、BSC が形成され始めて侵食が防止され、植生の侵入、遷移が進む（図-2）。

2-2 使用する資材と施工方法

BSC 工法では、BSC を構成する生物のうち、国内はもとより、北極圏から南極圏まで世界各地に広く分布し、どこで使用しても基本的に在来種になる土壌藻類（汎存種：コスモポリタン）を利用している。

*1 Ryo Ogawa 札幌市中央区北 5 条西 6-2 ・TEL 011-205-5290 ・FAX 011-208-2314

*2 Kazuaki Hashimoto 札幌市中央区北 5 条西 6-2 ・TEL 011-205-5290 ・FAX 011-208-2314

*3 Mineto Tomisaka 沖縄県那覇市壺川 3-5-1 ・TEL 098-832-0163 ・FAX 098-832-0162

*4 Tomoaki Hirayama 留萌市住之江町 2 丁目 1 番地 2 ・TEL 0164-42-8304 ・FAX 0164-43-4000

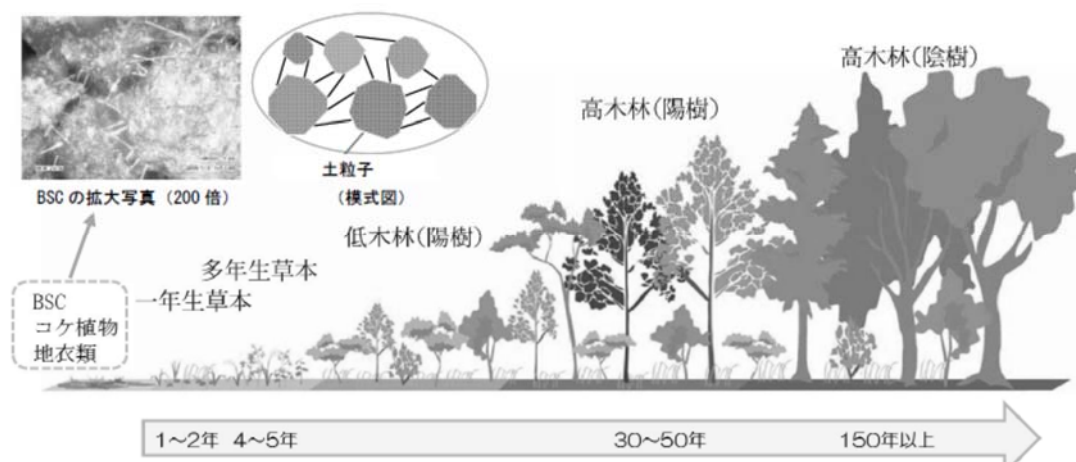


図-1 法面裸地等における植生遷移と BSC の概要³⁾

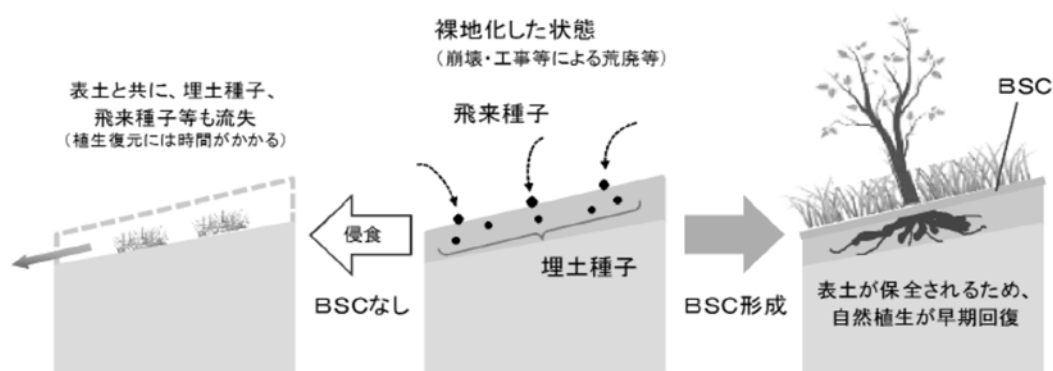


図-2 BSC 形成による侵食防止と植生侵入の関係の概要

また、雌雄のあるコケや草本等と異なり、土壌藻類は無性生殖（クローン）で増えることから、遺伝子攪乱が回避できる利点がある。その他、乾燥させることで非常に軽くなり、かつ休眠状態で長期保存が可能になる等、自然環境への配慮や扱い易さの面でも利点がある。

また、従来の緑化用草本の種子のように扱えるため、次節に示す種子散布工と同様な方法だけでなく、他の資材・種子等に混ぜる、機材の使用が困難な場合には手撒きにより散布するなど、適用箇所や施工条件に合わせて、様々な方法で散布が可能である。

他工法と比較すると、BSC 工法は一般的な基材吹付け工やシート・マット工よりも安価なため、実施しやすいという特徴がある。本工法は、国土交通省の新技术情報システム（NETIS：登録番号 OK-170002）⁴⁾に登録しており、詳細についてはこちらをご参照いただきたい。

2-3 施工方法

施工方法は基本的に種子吹付と同様であり、種子吹付工用の散布機器を用いて、肥料や古紙ファイバーと共に BSC 資材を適用箇所に散布するのみである（図-3）。地表面がすぐに乾燥する環境（マトリックスが無く砂礫質で空隙が多い土壌、乾燥のため発育不良になるとされる土壌硬度 10 mm未満、干ばつ時など）は不適であるが、基本的に藻類・コケ類等の植物が付着・生育する環境であれば、勾配に関わらずどこでも BSC を形成する。



図-3 BSC 施工方法概要

ただし、その後の植生侵入のためには、基本的に 1 : 0.5(60°)以下の勾配で、土壌硬度 30 mm未満であることが必要と考えられる⁵⁾。生物資材を用いるため、適用箇所環境条件（乾湿、土質等）、その他局所的な要因等が BSC の形成状況に影響し、植生の侵入状況も変化するが、これは既往の緑化工や自然侵入促進工と同様である。

3. 北海道における試験施工の状況

試験施工は、北海道留萌振興局管内増毛町市街地から東へ約 10km の箇所に位置する「信砂地区」で実施した。本地区は、信砂川・新信砂川の下流低平地に広がる水田地帯であり、生産性の向上、農業経営の安定を図るため、区画整理、農業用排水施設の整備を実施している。工事完了後に造成切土法面に侵食が生じ、土中にある石や礫が法面下にある用水路や水田に落下し、排水上の問題や農作業上の問題が生じている。そのため、BSC 形成及び侵入植生による侵食防止効果の確認を目的として、平成 29 年 7 月に、造成切土法面の一部に BSC 工法（小型ポンプを併用した手撒き）を適用した。試験区の設定状況を表-1 に、試験施工箇所の模式図を図-4 に示す。試験施工区として A 工区、B 工区の 2 工区を設け、隣接箇所に未施工区を設けることで、植生の侵入状況の違いを比較した。

表-1 試験施工区の概要

試験施工区	勾配	斜面長(m)	施工延長(m)	備考
A工区	1	1 : 1	6	A-1とA-2の間、A-3横の未施工区2箇所を対照区とした。
	2	1 : 1	6	
	3	1 : 1	6	
B工区	1	1 : 1	1.5	B-1、B-2横の未施工区2箇所を対照区とした。
	2	1 : 1	1.5	

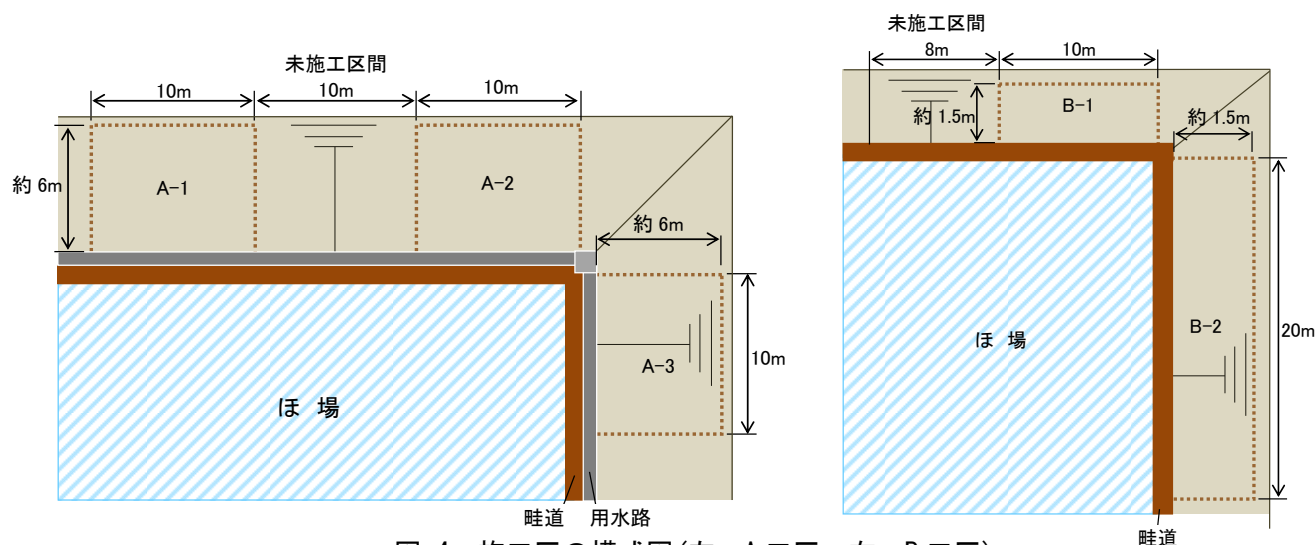


図-4 施工区の模式図(左：A工区、右：B工区)

4. 試験施工後の経過

4-1 植生定着の変遷

施工後のモニタリングとして、施工後の平成 29 年 7 月～10 月に写真撮影等による植生侵入状況の確認、平成 29 年 10 月及び平成 30 年 6 月に植生調査を実施した。施工箇所の変遷を写真-1 に示す。

試験施工後 18 日目には、A 工区、B 工区ともに BSC の形成及びそれに伴う植生の侵入が見られ、日数の経過とともに植生の侵入が急速に進み、植被率は向上した。平成 29 年 10 月に行った植生モニタリングでは、周辺から侵入したと思われる 1 年生草本類、多年生草本類や一部では木本類も見られ、コケ類・藻類の定着も確認された。積雪、融雪後の平成 30 年 6 月にも、継続的に植生の生育が見られ、施工区において法面の崩落等は見られなかった。

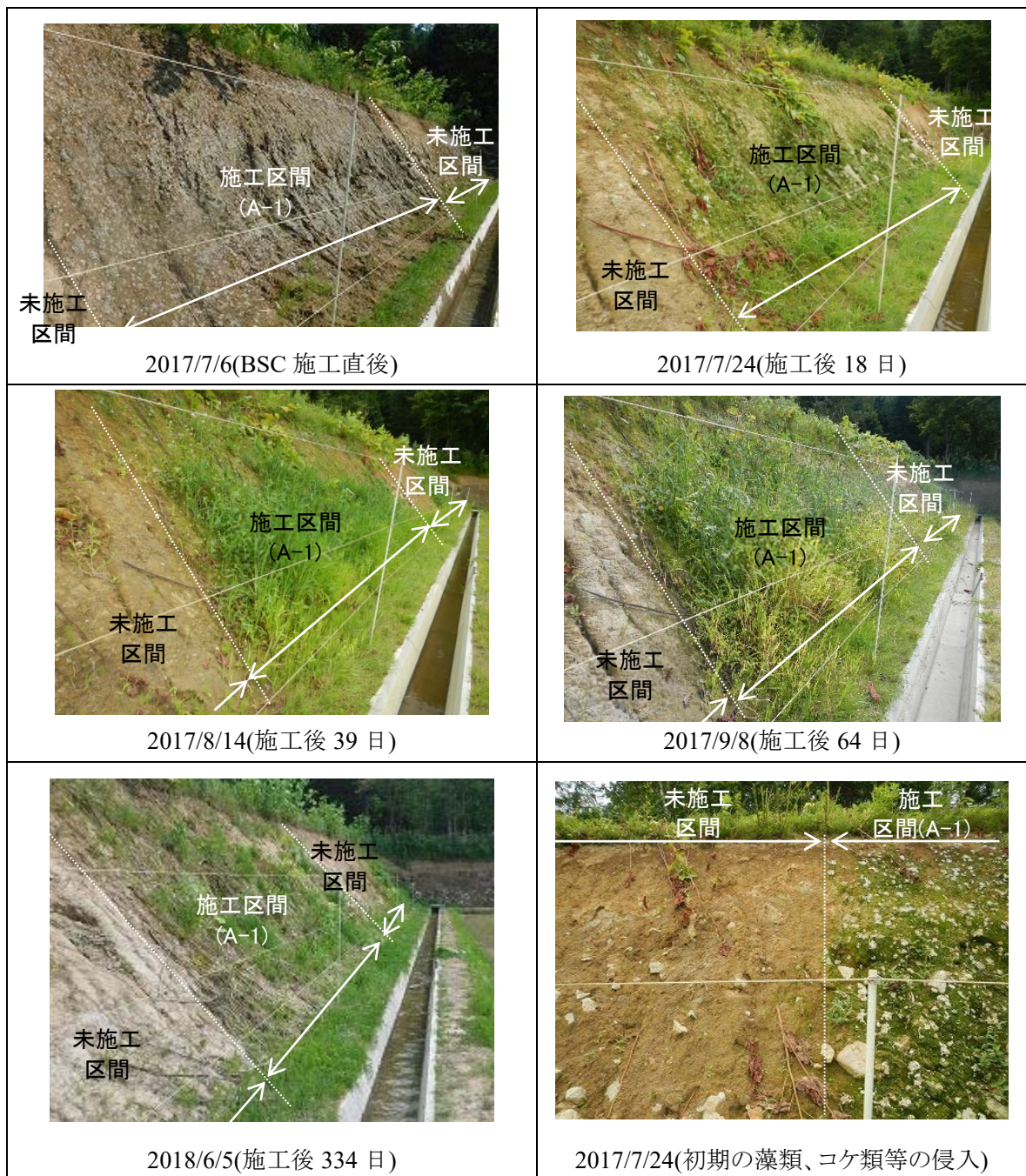


写真-1 BSC 施工後の施工箇所変遷

一方、施工箇所に隣接する未施工区では、植生の侵入は少なく、石の間の土壌が流亡している様子が確認された。特に平成 29 年 10 月と平成 30 年 6 月の状況を比較すると、6 月には法面上の石が浮き上がっている状況が確認され、融雪後の土壌流亡が生じたものと考えられた（写真-2）。これらは今後崩落し、圃場に落下する可能性がある。

4-2 植生調査結果

BSC 施工箇所周辺の植被率を図-5 に示す。施工区では、未施工区と比較して植生定着の面積、成長量には大きな差が見られ、草本類・蘚苔類を含めた全体の植被率は、平成 29 年 10 月、平成 30 年 6 月ともに A-3 を除いて 80%を超えていた。水の滲み出しが多く見られた A-3 では蘚苔類の生育はわずかであった。一方、未施工区では植生の定着は少なく、全体の植被率は 10%～30%（図-5）と低かった。

BSC 施工区では、施工当年度にはイヌビエ、アキノエノコログサ等の 1 年生草本、イグサ、オオバタネツケバナ等の多年生草本が優占していたが、次年度春季には 1 年生草本類は少なく、スギナ、オオバタネツケバナ、イグサ等の多年生草本類が優占していた。これらの種は、未施工区及び周辺にも確認された。

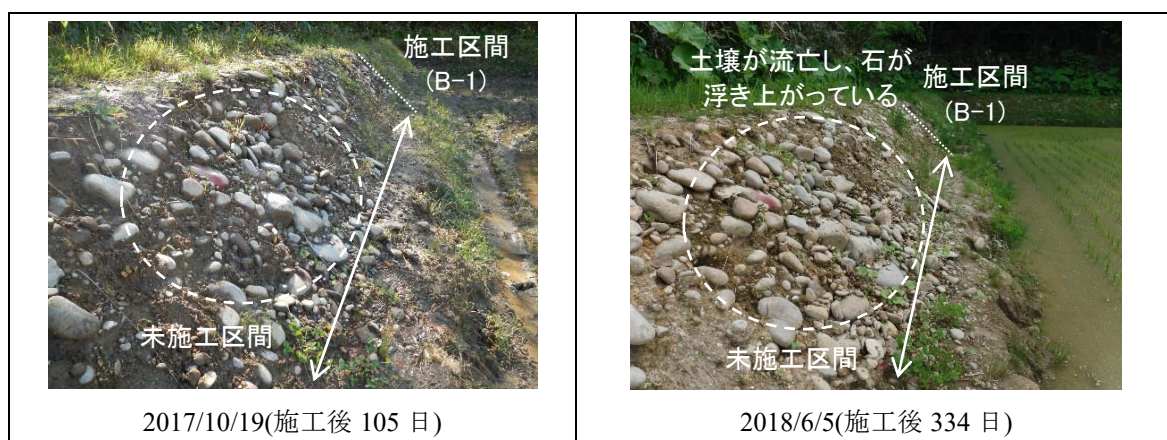


写真-2 BSC 未施工区 (B 工区) の状況

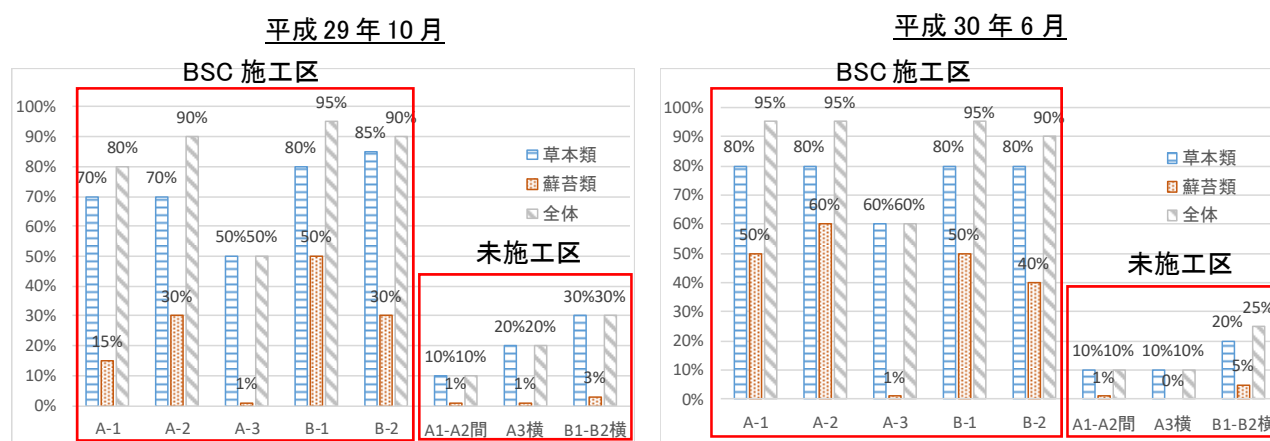


図-5 施工区及び未施工区の植被率※ (左: 施工後 3 ヶ月後, 右: 施工後 11 ヶ月後)

※調査区内で、植生が土壌表面を被覆している割合。

5. 考察

本施工によって、より多くの植物が短期間で生育することが可能になったと考えられる。確認種は周辺に生育する種であり、BSC の形成後、植生が早期に侵入することによって法面安定性が向上し、石の落下や法面崩落が防止されたものと考えられる。また、春季の植生調査結果から、積雪・融雪を経た後にも植生の生育が維持されることが確認された。施工当年度(平成 29 年 10 月)の調査ではイネ科草本等の 1 年草が多かったが、施工後 2 年目(平成 30 年 6 月)の調査では根系をより発達させる多年生草本が増加しており、法面安定性がさらに向上したと考えられる。

6. おわりに

試験施工の結果から、BSC 工法は適期に施工することで、北海道でも一定の適用性が確認でき、また積雪・融雪後にも植生が維持されることが確認できた。BSC 工法は、北海道を含め日本各地で施工事例が増えており、今回は道内の農地で施工を行った事例を紹介したが、今後は道路法面など様々な場所・条件で適用性を確認していくことで、法面侵食防止技術としての用途はさらに広がっていくと考えられる。

参考文献

- 1) 富坂峰人：バイオロジカル・ソイル・クラストを用いた侵食防止対策、農業農村工学会誌 79(1)、pp.36-37、2011
- 2) 小島塁・大澤和敏・藤澤久子・富坂峰人・松井宏之：藻菌類の土壌被覆による土壌侵食抑制対策の評価、平成 29 年度農業農村工学会大会講演会要旨集、pp.688～689、2017
- 3) 富坂峰人・橋本和明・小川遼・平山友彰：バイオロジカル・ソイル・クラストを用いた侵食防止工法、農業土木北海道 40、pp17-21、2018
- 4) 国土交通省：侵食防止及び植生の自然侵入促進をはかる土壌藻類資材，NETIS 新技術情報提供システム、2018、<http://www.netis.mlit.go.jp/NetisRev/NewIndex.asp>
- 5)) 道路土工「のり面・斜面安定工指針」(平成 21 年度版)、日本道路協会、pp.202～275、2009

V-JET工法を用いた耐震補強工事例

三信建設工業株式会社 ○島野 嵐
山口 洋

1. はじめに

高圧噴射攪拌工法の1つであるV-JET工法は従来、立坑築造に伴う底盤改良や先行地中梁などの掘削補助やシールドの発進到達防護など都市土木における仮設工事への適用が多かった。しかし、東日本大震災以降は首都直下地震等の巨大地震に対する液状化対策や既存建物の耐震化を目的とした本設利用も施工事例として増加している。このような目的で施工する工事は、既設構造物の直下を改良対象としたものが多い。このため、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具体的な防災工事での適用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、従来技術による施工よりも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3つの標準タイプ（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上げて、硬化材噴射量（固化材量）を大幅に抑えた特殊仕様（VE）があり標準仕様と同様に3タイプが用意されている。機械設備はV1<V2<V3の順で大きくなるので、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。

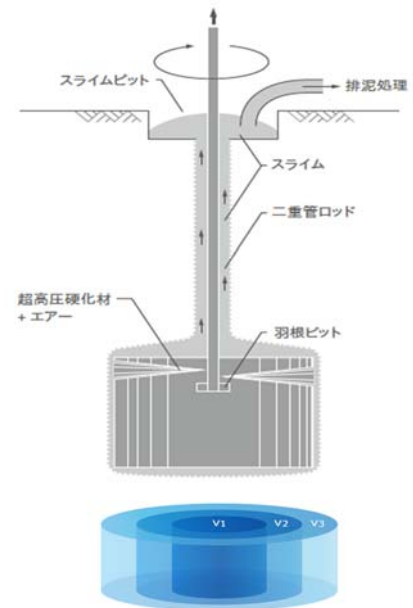


図1 V-JET工法の概要

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	V1	180L/分
	V2	360L/分
	V3	540L/分
液状化対策	VE1	180L/分
	VE2	360L/分
	VE3	540L/分

表2 V-JET工法の設計基準強度

種別	土質	一軸圧縮強度 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	変形係数 E50 (MN/m ²)
標準仕様	砂質土	3,000	500	300
	粘性土	1,000	300	100
低強度仕様	砂質土	1,000	200	100
特殊土仕様	有機質土	300	100	30
液状化対策仕様	砂質土	500	100	50
	粘性土	300	100	30

施工目的別実績(件数)

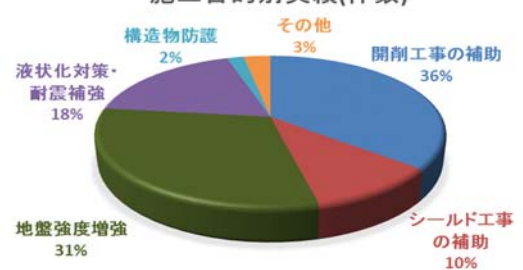


図2 V-JET工法の施工目的

3. V-JET工法の施工目的の整理

V-JET工法は2011年7月に実用化され、数多くの現場にて工法採用されている。図2に施工件数を施工目的ごとに整理した結果を示す。従来の高圧噴射攪拌工法で以前から適用の多かった立坑築造工事やシールド工事に伴う補助工法としての採用が約50%、地盤の強度増加としての採用が約30%、液状化対策や耐震補強といった防災目的の採用が約20%となっている。防災を目的とした工事に着目すると、施工件数は年々増加しており、中でも既設構造物に対する耐震補強工事が増加している。

4. 小型地盤改良機の開発

既設構造物を対象として液状化対策や耐震補強を行う場合、作業エリアや空頭などに施工上の制約が発生するケースも少なくない。このため、狹隘地や制約条件の多い場所でも施工が可能な 2 タイプの小型改良機の開発を行った。表 3 に施工機の全景および各々の施工仕様を示す。いずれも V1 タイプの $\phi 2.0 \text{ m}$ 、 2.5 m の小口径改良への適用を標準としているが、小型機 Type2 を用いて $\phi 3.3 \text{ m}$ の中口径改良にて施工した例もあり²⁾、今後の耐震補強工事等での活躍が望まれる。

表 3 小型機施工仕様

区分	小型機 Type1	小型機 Type2	従来小型機
機械全景			
機械寸法 L×W×H(mm)	1,550×800×1,320	1,650×1,050×1,700	1,950×1,100×2,500
本体重量	0.75t	0.90t	1.70t
使用可能ロッド径	φ45mm	φ45mm、φ60.5mm、φ73mm	φ60.5mm、φ73mm

5. 防災工事への適用事例

以下に防災工事としてV-JET工法が適用された2つの施工事例について述べる。

5-1 港湾施設長寿命化対策事業での適用例

(1) 工事概要

港湾施設長寿命化対策事業の一環として取付護岸の補修が計画され、地震時の既存鋼矢板の安定を目的として V-J E T 工法が採用された。図 3 に施工概要図を示す。必要改良強度が $C=100 \text{ kN/m}^2$ と従来の高圧噴射攪拌工法の強度より小さいことから、液状化対策仕様の VE1 タイプ（改良径 $\phi 3.0 \text{ m}$ ）により施工を行った。なお、施工対象土は裏込砂で N 値は 10 以下と非常に緩い地盤であった。

（２）改良地盤の品質確認

改良地盤の品質確認は全長コアボーリングを行い改良長の確認および、土の非圧密・非排水（UU）三軸圧縮

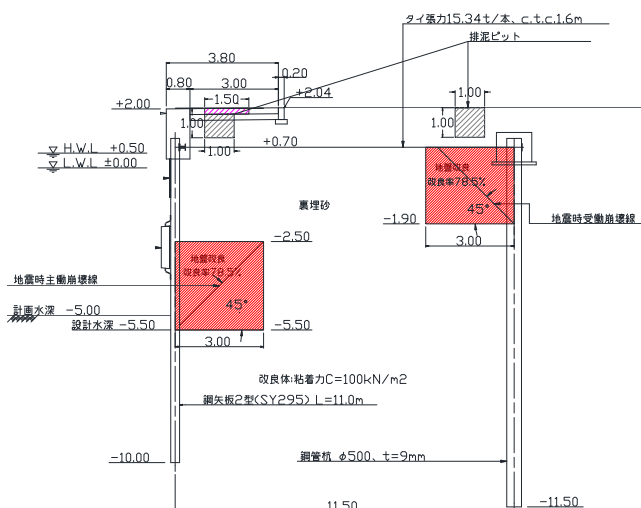


図3 施工概要図(適用例1)

試験 JGS 0521 ならびに土の一軸圧縮試験 JIS A 1216 により行った。全長コアボーリング結果を写真 1 に、品質確認試験結果一覧を表 4 に示す。

採取長は写真に示すように設計長 2.5 m に対し 2.5 m の改良体を確認した。また、コア採取率は最小で 96 %であり日本建築学会の指針に示されている全長で粘性土 90 %以上・砂質土 95 %以上（1 m 当たりの採取率は 5 %減）³⁾の値を満足しており、連続性の高い改良体が造成されたことを確認した。改良強度は表 4 に示す通り全てのコアで設計基準強度以上であり、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「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。」⁴⁾を満たし、要求される性能を満足した。

5－2 稼働中の水処理施設の耐震補強の適用例⁵⁾

(1) 工事概要

稼働中の水処理施設において耐震補強工事が計画され、構造物基礎杭に対する横方向地盤反力係数 K 値の増加を目的として、V－J E T 工法が採用された。施工概要図を図 4 に示す。本現場では必要改良範囲に対して一般的な円形改良では不経済となるため、V 3 タイプの半円改良（改良径 φ 5.0 m、6.0 m）を用いて材料費および排泥量削減を図った。また、改良対象地盤は N 値 5 の凝灰質ロームで c=75 kN/m² と粘着力が高いので、排泥の排出をスムーズに行うために、事前に高圧水で切削するプレジェットを併用して周辺環境への影響を低減する施工法を用いた。

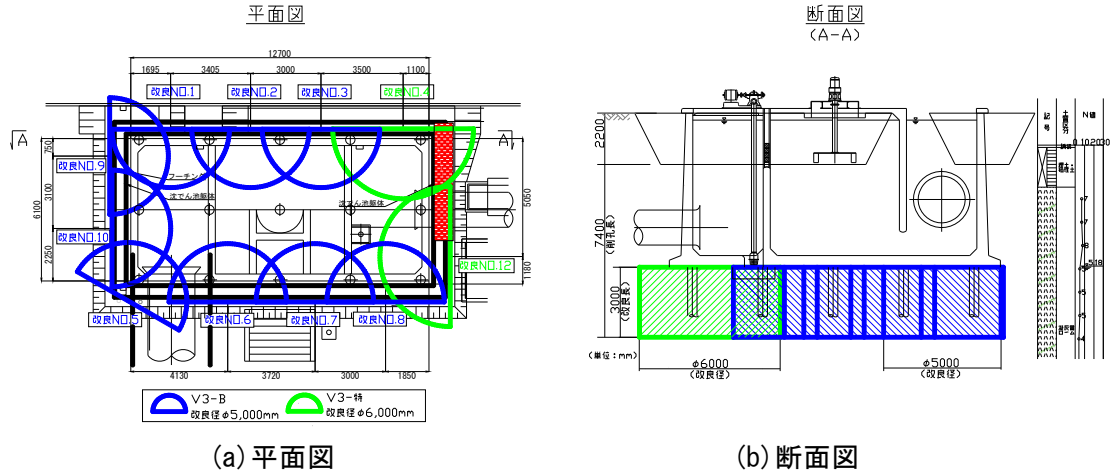


図 4 施工概要図(適用例 2)

(2) 改良径の確認⁶⁾

改良径確認技術 (Jet Wave Monitoring System) を用いた改良径確認試験を 2 ケース実施し、改良径を確認した。Jet Wave Monitoring System の概要を図 5 に示す。このシステムは、改良前に改良体造成位置に計測管を設置し、計測管内に挿入した集音器により建込み管に当たるジェット流を音の大きさとしてモニタリングし、これの経時変化を記録し得られたデータを分析し、地盤切削状態として評価するものである。ジェット流音量の経時変化データと改良体の出来形の関連性を考察し、音レベルの振れ幅（最大値－最小値）が 200（無次元）を超えた場合に改良体の出来形が計測管の外側まで達していることが確認されている。



写真 1 コアボーリングした改良体(適用例 1)

表 4 品質確認試験一覧

一軸圧縮試験	設計基準強度	500 kN/m ²	
	最大値	6,349.0 kN/m ²	
	最小値	711.0 kN/m ²	
	平均値	2,459.0 kN/m ²	
	検体数	27	
三軸圧縮試験	非圧密非排水せん断	c	φ
	設計基準強度	100.0 kN/m ²	0.00°
	海側	1,025.1 kN/m ²	0.00°
		969.8 kN/m ²	0.00°
	陸側	417.4 kN/m ²	40.49°

本現場における確認試験の実施位置を図6、計測結果の抜粋を図7にそれぞれ示す。いずれも基準値を満たす結果であり設計径を満足することを確認した。

(3) 構造物の変状抑制と変状確認

既設構造物の変状確認のため、12箇所の定点を設け、施工前後および施工中の鉛直変位をオートレベルにより計測を行った。計測位置図を図8に示す。また、施工後の計測値をまとめた動態観測の記録結果を図9に示す。

この結果、施工前後の変位は最大で+4 mm で、施工中の変位は最大で+3 mm であった。施工後に一時的に上昇する箇所はあったものの数 mm 程度であり、既設構造物および周辺地盤に有害な変状は発生しなかった。

(4) 品質確認

品質確認として、全長ボーリングを改良体のラップ部分で実施し、土の一軸圧縮試験 JIS A 1216 により行った。一軸圧縮強さ q_u は、6,106 kN/m²、3,220 kN/m²、4,879 kN/m² (平均値：4,735 kN/m²) であり、全てのコアで設計基準強度である $q_u=1,000$ kN/m² 以上であり前述の規格値を満たし、本現場における要求性能を満測した。

試験値と設計基準強度に大きな差が出たのは対象土に砂質分の含有率が多かったことが要因の一つと考える。

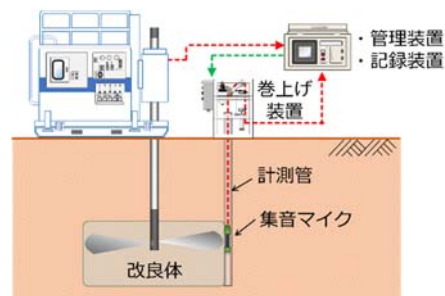


図5 改良径確認技術の概要図

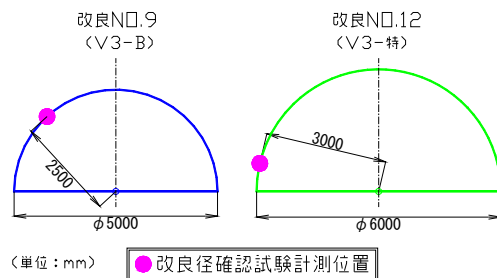


図6 確認試験実施位置詳細

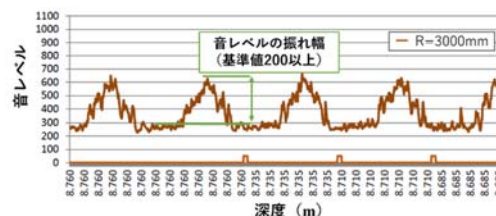


図7 確認試験計測結果(φ6.0m)

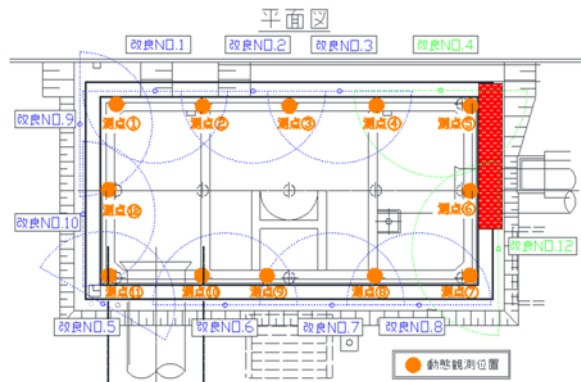


図8 変位計測位置

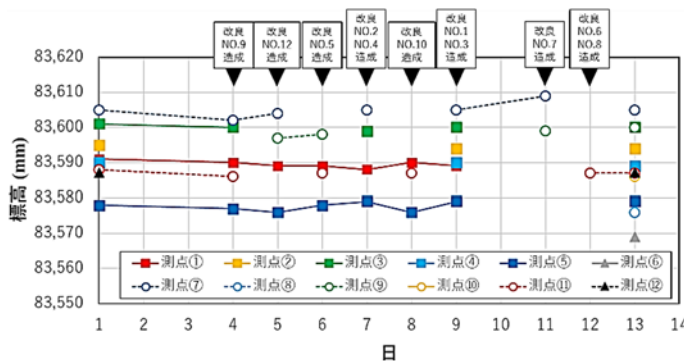


図9 動態観測の記録結果

6. おわりに

V-JET工法の概要と具体的な防災工事への適用例について紹介した。今後さらに増えるであろう既設構造物の耐震補強工事等に、これらの事例が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6版)、2017.
- 2) 桑本ら：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.
- 3) 日本建築センター：改訂版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針、pp.207-209、2002.
- 4) (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.
- 5) 山口ら：稼働中水処理施設の高圧噴射攪拌工法を用いた耐震補強工事、第13回地盤改良シンポジウム論文集、pp.103-106、2018.
- 6) 島野ら：切削状態モニタリング技術を用いた高圧噴射攪拌工法の高効率施工、平成25年度建設施工と建設機械シンポジウム、pp.151-154、2013.

河川防潮堤耐震化補強事業に伴う高圧噴射攪拌工法施工事例

小野田ケミコ株式会社 甲斐 三穂^{*1)}、松岡 大介^{*2)}、
桑原 宏之^{*3)}、山根 行弘^{*4)}、
西尾 経^{*5)}
中央大学研究開発機構 齋藤 邦夫^{*6)}

1. はじめに

淀川河口部とその周辺地域には多くの中小河川に囲まれた低地帯が広がり、いわゆるゼロメートル地帯が形成されている。写真－1は大阪湾上空を視点とする空撮写真で、蛇行しながら大阪湾に流入する河川の様子より、同地域がこれまで幾度となく高潮、洪水、津波による浸水被害を繰り返し受けていることが推察される。

大阪府内に設けられている河川防潮堤の様子は、阪神・淡路大震災を教訓に見直されている。しかしながら、2011年3月に発生した東日本大震災を契機に今後懸念される大災害に対処するため「南海トラフ巨大地震土木構造物耐震検討部会」を発足させ、起こり得る被害を想定したアクションプログラムを策定している。

その結果、マグニチュード $M>9$ の南海トラフ大地震を想定した場合、地震動ならびに液状化による地盤変動によって防潮堤が損傷し、これに接続する水門等の防潮施設の機能が確保できなくなる可能性もある。最悪の場合、延長35kmに及ぶ防潮堤に問題が生じることと考えられ、河川防潮堤の耐震化補強が喫緊の課題となっている。

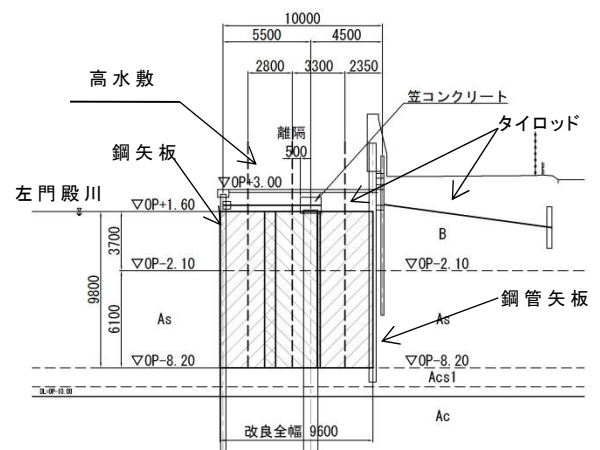
そこで本報では、多くの人口と資産が集中する西大阪地区の淀川水系神崎川筋における河川防潮堤耐震化対策工事において適用された高圧噴射攪拌工法の事例を紹介する。

2. 神崎川筋における防潮堤耐震対策

神崎川筋は左門殿川、神崎川、中島川、西島川など4河川に沿った流域である。本報では左門殿川ならびに西島川護岸の既設防潮堤耐震補強対策工事



写真－1 大阪平野および旧淀川水系河川上空写真



図－1 左門殿川護岸の標準断面図

*1)Miho KAI 大阪市中央区道修町 3-1-6
*2)Daisuke MATSUOKA 大阪市中央区道修町 3-1-6
*3)Hiroyuki KUWAHARA 大阪市中央区道修町 3-1-6
*4)Yukihiko YAMANE 東京都千代田区神田錦町 3-21
*5)Wataru NISHIO 東京都千代田区神田錦町 3-21
*6)Kunio SAITOH 東京都文京区春日 1-13-27

TEL:06-6484-7761 FAX:06-6484-7820
TEL:06-6484-7761 FAX:06-6484-7820
TEL:06-6484-7761 FAX:06-6484-7820
TEL:03-6386-7035 FAX:03-6386-7022
TEL:03-6386-7035 FAX:03-6386-7022
TEL:03-3817-1804 FAX:03-3817-1803

について、以下に紹介する。

2. 1 左門殿川における対策事例

2.1.1 護岸形式および対策範囲

左門殿川防潮堤の現況を写真－2に示す。左門殿川の護岸防潮堤は、元々は控え矢板式構造であった。その後、耐震対策によって高水敷がその前面に設けられ、これも控え式矢板で支える構造となっていることから、二重の控え矢板式構造になった。図－1は現在の左門殿川護岸の標準断面である。

本対策工は高水敷下部地盤の液状化を防止するため、図－1のようなハッチ部分に対して格子状の地盤改良を行う。改良深度は $L_c=9.8\text{m}$ 、改良体の設計基準強度は $q_{\text{uck}}=2000\text{kN/m}^2$ である。

改良対象土は、護岸建設時に埋め立てられた砂質土が主体であるが、礫、がれき、捨石などの夾雑物が混入していたり、旧護岸構造物が残置されている箇所もある。また、写真－2に示すように川表部の高水敷の幅は限られており、川裏側には民家や工場が隣接する狭隘な現場条件となっている。

2.1.2 対策工法の選定

当該護岸における地盤改良工事は耐震性向上を目的としているが、過去に対策が繰り返された現状と上述のような地盤条件、狭隘な施工空間等から、慎重に工法の選定が行われた。選定工法に求められる要求事項を整理すると、

- ① 改良体間および改良体と既設の護岸構造物間が密着し十分な剛性を有すること。
- ② 造成する改良径が容易かつ適切に変更可能であること。
- ③ 捨石や残置された旧護岸構造物に対処できる機能を備えていること。
- ④ 既設護岸矢板やタイロッドに不用意な変位を与えないこと。
- ⑤ 改良体を精度高く、確実に造成できること。

のようになる。

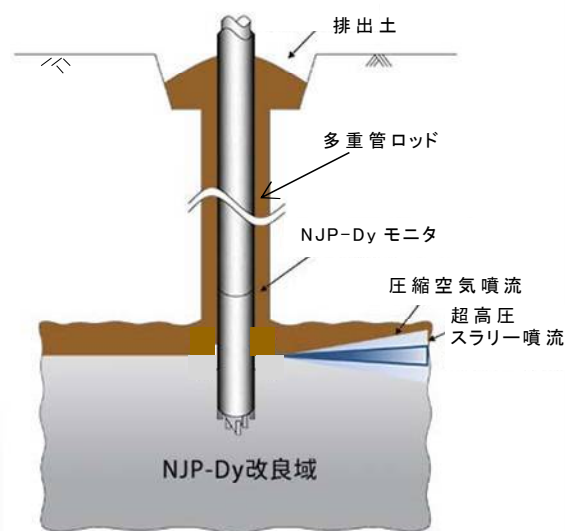
結果として、上記事項を満たす工法として、多重管式高圧噴射攪拌工法（以下、NJP-Dy 工法と略記する）が選定された。

2.1.3 NJP-Dy 工法の概要

NJP-Dy 工法は、固化材吐出量や改良体造成時間の調整により、 $\phi 1,800\sim\phi 4,500\text{mm}$ の改良径を自在に造成することができることを特徴としている。図－2に同工法の概略を示す。改良メカニズムは、多重管ロッドに装着した特殊モニタ（NJP-Dy モニタ）より圧縮空気を連行させながら固化材スラリーを超高圧で噴射し、原土と固化材を攪拌・混合させ短時間で大口径の改良体を造成するものである。また、空気の連行は切削した原土の排出を促すため、改良中の地盤変位を抑制して既存の鋼矢板、タイロッドの変形を防ぐ。これにより、要求された①、②、



写真－2 既設防潮堤状況



図－2 NJP-Dy 工法の概要

④の事項を満たす。なお、NJP-Dy 工法における改良体の設計基準強度の設定では、3 タイプの固化材配合が用意され、必要な強度の大きさに応じて使い分けができる。

2.1.4 施工環境への対応

(1) 狭隘な施工ヤードにおける改良体と施工機の配置

河川護岸の耐震補強工事の施工範囲は、河川延長方向に対し既設防潮堤側面から川表側護岸の高水敷幅までの約 10m と狭い範囲である。図－3 は改良径 $\phi 3,500\text{mm}$ の NJP-Dy 改良体の基本配置である。これは改良対象が控え式矢板護岸で 1.6m 毎に鋼管杭およびタイロッドが配置されているため、鋼管杭を挟むように格子状に改良体を配置した。

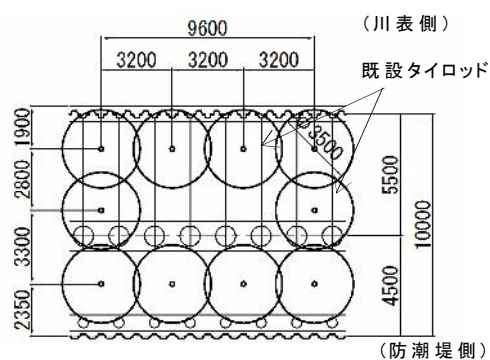
今回の工事では、限られた高水敷空間を活用しつつ、改良体を高精度で造成することが必須の要件である。このため、本施工では H 型鋼を軌道とする専用走行スライドベースに独自の専用施工機を搭載し、自走移動やロッド継切りの機能を有した施工システムを採用した。写真－3 は高水敷内に設置した NJP-Dy 工法の施工状況である。

一般的な高圧噴射攪拌工法では、施工機（重量約 3t）の移動やロッド継切り作業をクレーンにて行う。しかし、この専用機を用いることにより自走やロッドの継切りが可能となり、機動性が高く移動効率が大幅に改善され、安全性も大幅に向上する。

(2) 捨石層等、地中障害地盤層に対する工夫

改良範囲には前述に示したように不規則に瓦礫や捨石層を含んでいる。このため、工事当初から先行削孔施工の併用が計画された。しかし、一般的に先行削孔施工工程は、改良施工とは別工程となるため、施工機械も 2 種類が必要となり、施工作業の効率低下は避けられない。

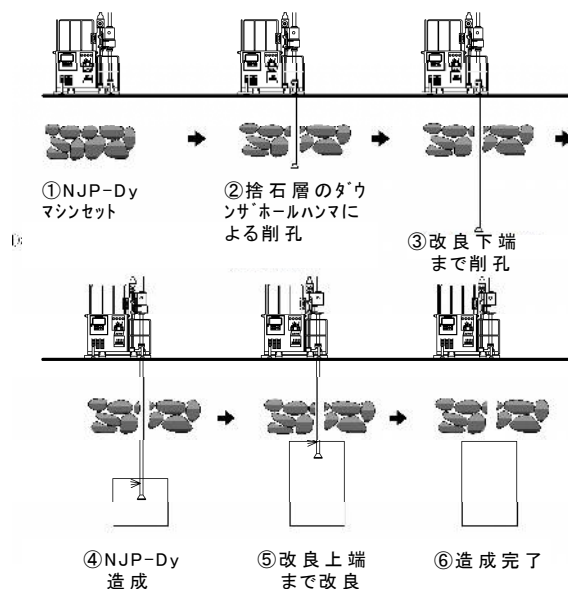
捨石層等の地中障害地盤層の施工対策として、特殊モニタ先端に小型ダウンザホールハンマを装着し一体化することにより、同一の施工マシンで先行削孔工程と高圧噴射攪拌工程を一工程で実現できる施工技術の実用を図った。図－4 はその施工方法を示す。ダウンザホールハンマは、圧縮空気を動力源として岩盤等の硬質な岩質を穿孔する装置である。施工手順は、本装置と特殊モニタ（NJP-Dy モニタ）と一体化した装置により、施工マシンで回転を加えながらダウンザホールハンマで捨石層を打撃削孔する。捨石層を通過し下端層の砂層等からは、通常のロッド回転による削孔を所定深度まで行う。改良



図－3 改良体基本配置図



写真－3 左門殿川護岸の施工状況



図－4 ダウンザホールハンマ併用施工方法

造成は、通常施工と同様に一体化された装置から引き続き行うことができる。この施工技術は、がれきや捨石層等の削孔工程が容易となり、施工時間の短縮による施工の効率化、また狭隘な施工ヤードの機械設備の削減にも大きく寄与する。

2.1.5 改良品質

改良体の事後調査ボーリングによって採取したコアの現場改良強度は、一軸圧縮試験結果から $q_{ur}=2,310\sim6,030\text{kN/m}^2$ が得られ、設計基準強度 $q_{uck}=2,000\text{kN/m}^2$ を十分に超える結果が得られた。写真－４はNJP-Dy改良体を掘出した状況である。改良体の出来形形状においても設計改良径 $\phi 3,500\text{mm}$ に対し、それ以上の改良径が確認でき、改良体の品質は満足する結果となった。

2.2 西島川の対策事例

西島川でも1工区の対策延長が574mと長く、河川護岸の高水敷幅は7mと狭いほか、一般道に隣接した特殊な施工条件となっている。図－５に施工断面図、図－６に改良体配置図を示す。

改良仕様は、改良径 $\phi 3,600\text{mm}$ でブロック式配置、改良深度 $L_c=9.3\text{m}\sim11.3\text{m}$ 、設計基準強度 $q_{uck}=2,000\text{kN/m}^2$ である。

2.2.1 特殊条件下での施工環境

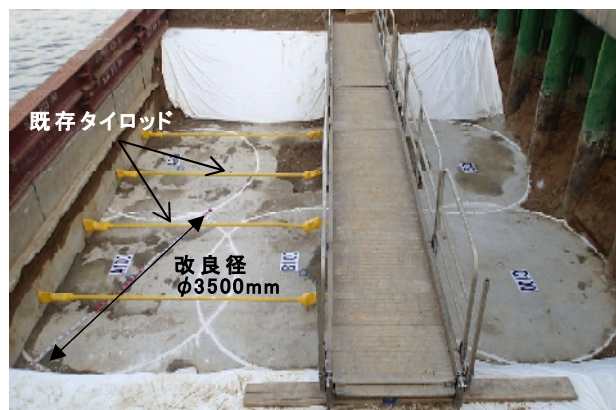
本工事では、特殊な条件として以下のような施工環境であった。

- ・延長574mおよび施工幅7mでの狭隘施工
- ・上層に埋土層(B)があり、砂礫および旧護岸等の障害物が残置
- ・施工域内において電柱4箇所、支線柱2箇所を残置した施工
- ・上空制限下での施工（電線直下：施工高5m、高架橋直下：施工高8.7m）
- ・既設埋設管の近接施工(濃硫酸管,ガス管,工水管)

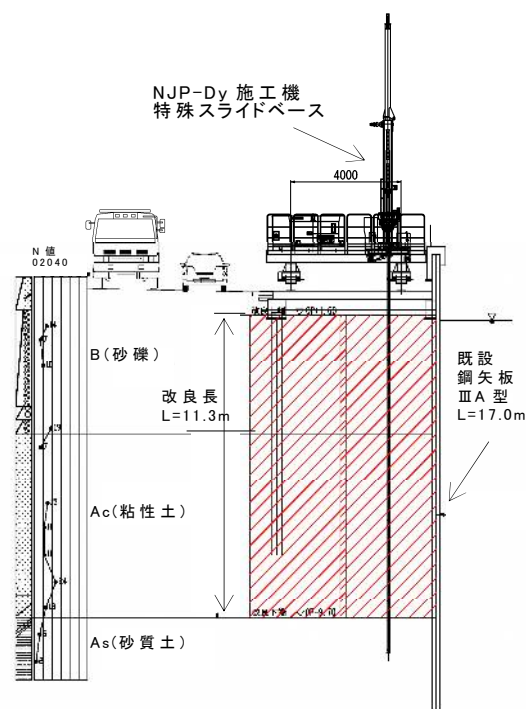
2.2.2 施工対策

(1) 施工延長・幅の改善および既設障害物対策

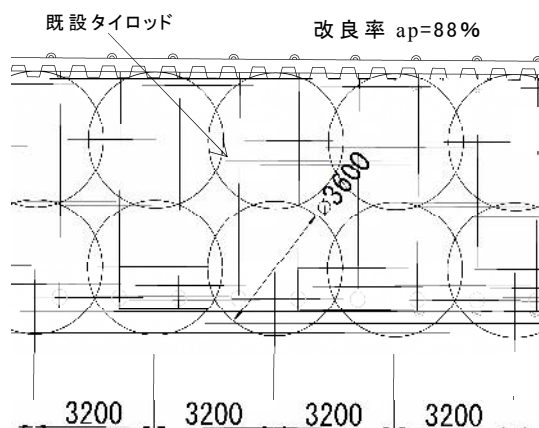
当工事は工事延長が574mと長いことから、施工機の機動性を十分考慮する必要がある。このため、左門殿川の施工と同様、H型鋼を軌道とする専用走行台車上に独自の専用改良機を載せ自走移動可能となる施工システムを用いた。ただし、標準的な専用走行スライドベースは10m幅としているのに対し、本施工では特殊仕様の幅4mの専用スライドベースに変更した。



写真－４ 改良体出来形形状状況



図－５ 西島川護岸施工断面図



図－６ 改良体配置図

写真－５に特殊仕様の幅 4m の専用スライドベースを用いた施工状況を示す。また旧護岸等の障害物地盤の対策には、左門殿川と同様にダウンザホールハンマ併用 NJP-Dy モニタによる削孔を採用した。

（２）電柱および支線柱の既設残置施工

通常，施工に先立って架空線やそれを支える電柱などはあらかじめ移設される。しかし，本施工では技術的な問題から電柱 4 箇所，支線柱 2 箇所を取り残したまま施工することになった。電柱の根入れは地表面より約 2m 程度しかなく，その下部を改良すると，施工時に一時的に原地盤の強度は失われ，電柱が変状することが懸念された。そのため，以下の対策を行った。

- ・改良体配置を電柱直下でラップさせ，施工時の緩み範囲を最小限に少なくするように配置変更を行った。電柱側面部 4 箇所から鋼材にて専用走行スライドベースに固定した。さらに施工時の変状等に備え，ラフテレーンクレーンにて電柱自体を上部から吊り上げ転倒等の防止を図った。
- ・最狭隘部では，施工機械をボーリングマシンタイプに変更し，施工本数を制約し観測施工（レベル管理および傾斜管理）を行った。

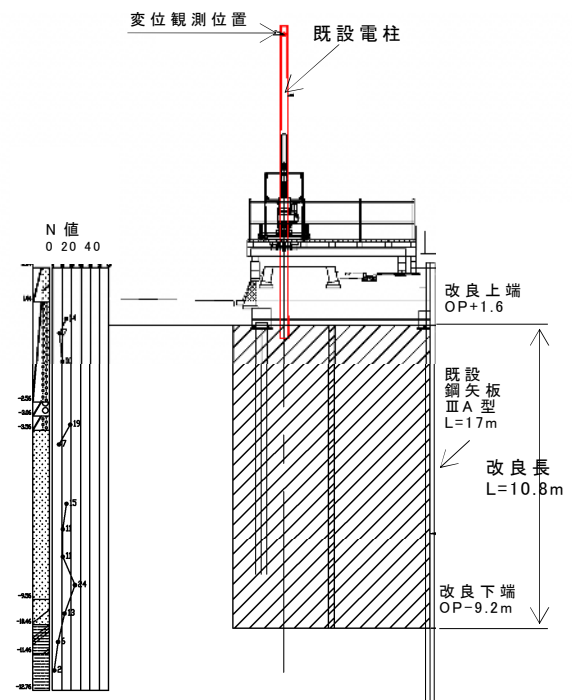
図－７に既設電柱部の施工断面図，図－８に既設電柱部施工の変位観測図，図－９に施工時の既設電柱上部の変位測定結果をそれぞれ示す。改良杭 1 本目打設時の電柱上部の移動変位量は $\delta = 2\text{cm}$ 未満であり，2 本目打設後は $\delta = 4\text{cm}$ ，養生撤去後は $\delta = 7\text{cm}$ であった。しかし，その後の移動変位量は認められなかった。また，電柱の沈下量はほとんどなく，電力管理者との協議において電柱の機能上の問題もなく無事に施工を完了した。

2.2.3 改良品質

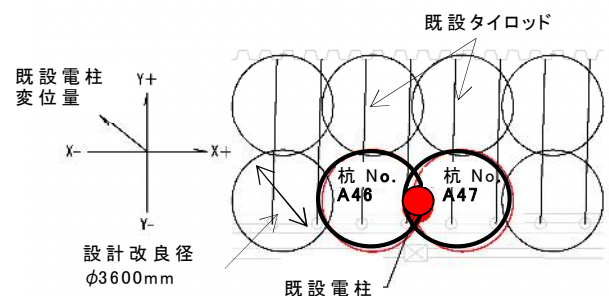
表－１は NJP-Dy 改良体の現場改良強度結果である。設計基準強度 $q_{\text{uck}}=2,000\text{kN/m}^2$ に対し，NJP-Dy 改良体全体での現場改良強度は $q_{\text{uf}}=4,800\sim 7,900\text{kN/m}^2$ ，平均改良強度は $q_{\text{uf}}=5,900\text{kN/m}^2$ であり，設計基準強度を十分満足する結果であった。また，現場改良強度の変動係数は 20% 程度に収まる結果となった。写真－６に改良体出来形を示す。設計改良径 $\phi 3,600\text{mm}$ に対し，それ以上の改良径が確認でき，改良体の品質は満足する結果となった。また，既設のタイロッド



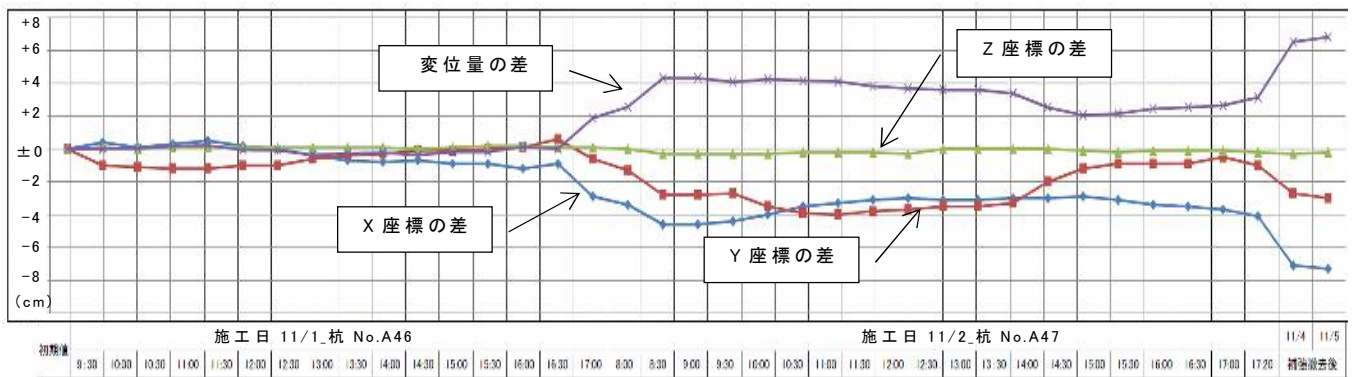
写真－５ 西島川護岸部施工状況



図－７ 既設電柱部の施工断面図



図－８ 既設電柱部変位観測施工図



図－9 変位量測定結果

の健全性は保たれた状態であった。

3. まとめ

2018年10月現在、本年も昨年に引き続き多くの自然災害が発生し、貴重な人命と大切な財産が失われることとなった。まず6月に大阪府北部を震源とする最大震度6弱の「大阪北部地震」が発生し、7月には中国、四国、近畿地方を記録的な降雨が襲い、「西日本豪雨災害」として記録された。また、9月には台風21号が逆走するような経路をたどって日本列島を縦断し、未曾有の暴風と高潮災害をもたらした。さらに同じ9月に北海道胆振地方中東部を震源とするM6.7、最大震度7の「北海道胆振東部地震」が発生し、深刻な液状化災害と広範な斜面災害を引き起こした。

今後、南海トラフ地震に対する関心の高まりとともに、構造物の耐震対策・補強が喫緊の課題となっている。ただし、その際、留意すべきは既設の構造物に対する耐震工事では、本報に示したような新設工事にはない様々な技術的困難を克服しなければならない場合が少なくない。

地盤改良による耐震補強対策に、これからますます関心が寄せられ高い要請になる

ことが考えられる。技術は普段からの切磋琢磨が礎となって、革新性に富んだ工法が生み出される。今後も弛まない努力を地盤改良技術の進化に向けたいたいと考える次第である。

【参考文献】

- 1) 大阪府西大阪治水事務所：神埼川筋における南海トラフ巨大地震・津波対策，2015.3

表－1 改良体の現場改良強度結果 (kN/m2)

杭No	平均強度	杭全体 平均値	杭No	平均強度	杭全体 平均値
No.1	上	6,277	No.4	上	5,497
	中	5,337		中	4,803
	下	8,807		下	4,293
No.2	上	3,573	No.5	上	4,250
	中	8,843		中	5,223
	下	4,303		下	5,657
No.2	上	6,333	No.6	上	5,527
	中	6,767		中	4,460
	下	10,603		下	5,830
全体平均値			5,910		
標準偏差			1,194		
変動係数			20.2%		



写真－6 改良体出来形

高圧噴射攪拌併用ハイブリッド工法による震災復興施工事例

小野田ケミコ株式会社 西尾 経^{*1)}, 竹田敏彦^{*2)},
多田光一郎^{*3)}, 保坂仁哉^{*4)},
中央大学研究開発機構 齋藤邦夫^{*5)}

1. はじめに

地盤改良技術に対し、これまで以上に高い経済性や施工効率が求められている。これに応える方法の一つが改良径の大径化である。機械攪拌系や高圧噴射系と云った改良型式を問わず、それぞれが培った経験とアイデアに基づいて様々な提案がなされている。

こうした中で、機械攪拌技術と高圧噴射技術を組み合わせたハイブリッドな深層混合処理工法が実用化されている。さらに同工法では1) 拡大した攪拌翼径, 2) 固化材吐出量の可変調整機能あるいは, 3) 回転軸へのスクリーオーガを装備することにより、飛躍的な施工効率の向上を図けるとともに改良体造成時の地盤変位の抑制をも実現している。

特に、周辺環境に対する配慮が必須の都市域における再開発事業など近接施工を余儀なくされる条件で、有効に活用されることが期待される。

本報告は多量施工、低変位施工が可能なハイブリッド深層混合処理工法（SDM-Fit 工法）の多様な性能仕様ならびに最新の施工検討に基づいて適用区分を示す。

併せて、SDM-Fit 工法の大量施工性能の一例として、東日本大震災後の復興事業として計画された水産加工団地の造成工事における地盤改良実績を紹介する。

2. SDM-Fit 工法の概要

2.1 工法概要と改良メカニズム

地盤改良技術において、経済性や施工効率を高める必要性はもとより、改良体相互あるいは既設構造物と改良体を確実に密着し一体化させることや、施工効率に伴う大口径化、施工時の地盤変位を抑制することを同時に行う等の技術が望まれている。高圧噴射攪拌併用ハイブリッド工法（以下、SDM-Fit 工法と称する）は、三点支持式杭打機をベースマシンとし、機械攪拌と高圧噴射攪拌要素の特徴を併せ持つハイブリッドな地盤改良工法である。図-1 は SDM-Fit 工法の標準的な改良メカニズムの模式図である。二軸機で構成した機械攪拌翼の先端部から固化材スラリーを超高圧ジェットにて水平方向に噴射攪拌し、攪拌翼の外周部を攪拌混合させながら大口径な改良体を造成する。これにより、基

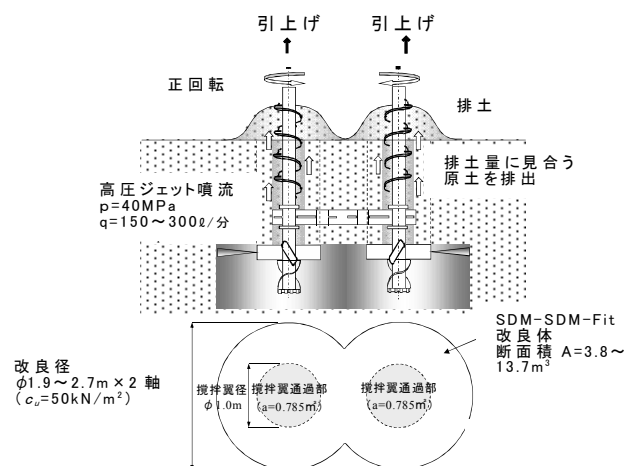


図-1 SDM-Fit 工法の改良メカニズム (Fit I ~ III タイプ)

*1)Wataru NISHIO
*2)Toshihiko TAKADA
*3)Koichiro TADA
*4)Jinya HOSAKA
*5)Kunio SAITOH

東京都千代田区神田錦町 3-21
東京都千代田区神田錦町 3-21
宮城県仙台市青葉区本町 1-13-22
宮城県仙台市青葉区本町 1-13-22
東京都文京区春日 1-13-27

TEL:03-6386-7043 FAX:03-6386-7023
TEL:03-6386-7036 FAX:03-6386-7022
TEL:022-706-4067 FAX:022-706-4070
TEL:022-706-4067 FAX:022-706-4070
TEL:03-3817-1610 FAX:03-3817-1606

礎杭，山留め壁等との密着施工や改良体相互のラップ施工による一体化が図れるなど従来工法にはない特徴を備えている。機械攪拌翼による攪拌作用が付加され，均質性の高い大口径改良体が造成される。また攪拌混合時には攪拌軸に装着したオーガースクリュ機構により，混入固化材スラリー量に見合う量の排土を回転軸の正回転・逆回転の方向を適時変えることで制御でき，低変位施工も同時に可能としたことも大きな特徴である¹⁾。

2.2 工法の一覧とその仕様

(1) SDM-Fit 工法の適用分類

SDM-Fit 工法では施工規模，対象地盤，改良深度などに応じて工法が選択される。図-2 は，SDM-Fit 工法をタイプ I からタイプ V まで 5 通りに区分し，工法タイプと選択指標（施工規模，改良対象地盤の硬軟，改良深度，削孔長）との関係をチャートにしたものである。これより，各タイプの適応性は，大口径型の SDM-Fit-II，大規模型には SDM-Fit-IV タイプ，工期短縮型は SDM-Fit-III-2 タイプ，硬質地盤への対応は SDM-Fit-III-1 タイプまたは V タイプといった選択ができる。

(2) SDM-Fit 工法の施工タイプと機能

SDM-Fit 工法の各仕様タイプの詳細を表-1 に示す。各 SDM-Fit 工法の施工仕様のタイプは，Fit-I から Fit-V の 5 つの施工方式・6 つのタイプに分類される。SDM-Fit-I 工法から SDM-Fit-III-1 工法では，固化材スラリーの噴射吐出量を従来の同方式技術に比べ，1.5～3 倍の $q=150\sim300\text{l/分}$ の高圧噴射エネルギーを選択することで，地盤条件，施工用途に適合する改良径を設定できる。高圧噴射エネルギーを変えることで，改良径は $\phi 1.6\sim2.8\text{m}\times 2$ 軸，改良断面積 $A=3.8\sim11.2\text{m}^2$ まで，様々な改良仕様が実現できる。SDM-Fit-III-1 工法では攪拌翼先端部からの噴射方向を 1 方向に最大吐出量 $q=300\text{l/分}$ としている。一方，SDM-Fit-III-2 工

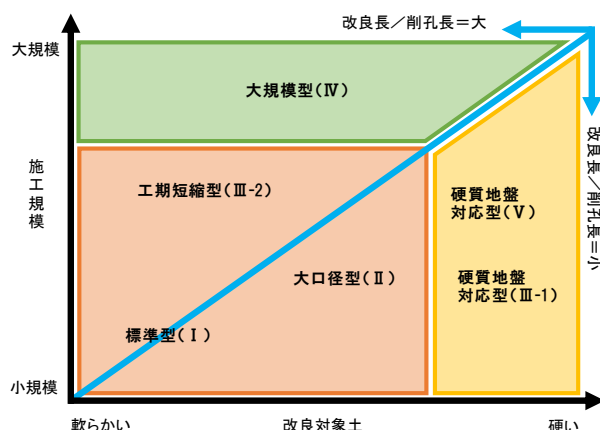


図-2 SDM-Fit 工法の分類

表-1 SDM-Fit 工法のタイプおよび改良径設定

工法タイプおよび仕様			Fit-Ⅰ型	Fit-Ⅱ型	Fit-Ⅲ-1型	Fit-Ⅲ-2型	Fit-Ⅳ型	Fit-Ⅴ型
砂質土	$N \leq 20$	改良径	1.9～2.1m	2.1～2.3m	2.4～2.6m	1.9～2.1m	2.7～2.9m	2.0m
		断面積	5.56～6.81m ²	6.81～8.08m ²	8.69～9.94m ²	5.56～6.81m ²	10.92～12.3m ²	6.28m ²
粘性土	$c_u \leq 70$	改良径	1.6～2.3m	1.8～2.6m	2.2～2.8m	1.6～2.3m	2.4～3.1m	2.0m
		断面積	3.80～8.08m ²	4.98～9.94m ²	7.48～11.24m ²	3.80～8.08m ²	8.92～13.74m ²	6.28m ²
	$c_u \leq 150$	改良径	—	—	1.5～1.9m	—	—	—
		断面積			3.35～5.56m ²			
腐植土	$w_n \leq 500$	改良径	2.3m	2.5m	—	—	3.1m	2.0m
		断面積	8.08m ²	9.31m ²			13.74m ²	6.28m ²
機械攪拌部構成		翼径	1.0m×2軸	1.0m×2軸	1.0m×2軸	1.0m×2軸	1.7m×2軸 ^{*)}	2.0m×2軸
施工仕様		改良時間	t≥4.0分/m			t≥2.0分/m	t≥4.0分/m	t≥2.0分/m

*1) 改良径は1軸当たり直径、断面積は2軸当たり断面積

*2) FitIV型の機械翼径は、上段と下段翼に $\phi 1.0\text{m}\times 2$ 軸を付属

法では攪拌翼先端部から水平方向へ左右 2 方向に $q=150\text{l}/\text{分} \times 2 \text{ 方向}=300\text{l}/\text{分}$ で噴射攪拌する。この方式は SDM-Fit-III-1 の 1 方向当たりの吐出量が同量の固化材スラリー吐出量であるが、水平方向に 2 ヶ所からの噴射方式である。このため、改良時間は 2 倍速で SDM-Fit-I と同寸の改良径を造成されるため、施工能力が飛躍的に向上し、工期短縮等が可能となるなど多彩な施工方法がある。

(3) 大量施工型工法の開発概要

a) 大規模施工型 SDM-Fit-IV 工法

最近の地盤改良技術では改良品質を保ちながら、硬質地盤への適性や施工能力の効率に向けた展開がなされている。SDM-Fit-IV 工法および SDM-Fit-V 工法では、高圧噴射攪拌方式を主体とした技術としながら、さらなる大口径化と多量施工および環境リスクへ配慮した低変位な工法として工夫されている。二軸式攪拌翼を装備する SDM-Fit-IV 工法では機械翼径 $\phi 1.7\text{m} \times 2$ 軸化としたり、SDM-Fit-V 工法においては $\phi 2.0\text{m} \times 2$ 軸化の大径翼化を図ったり、さらに駆動オーガを高トルク化して大径化を可能にしている^{3), 4)}。

写真-1 は SDM-Fit-IV 工法の施工機械全景である。固化材スラリーの供給方法は、上下 2 段翼から噴射攪拌する方式とした。攪拌翼は上段の機械主翼 $\phi 1.7\text{m}$ 翼と下段には $\phi 1.0\text{m}$ の補助翼で構成されている。固化材スラリー吐出は、上段翼側から 1 方向に $p=40\text{MPa}$, $q=200\text{l}/\text{分}$ としている。また下段翼側からも $p=40\text{MPa}$, $q=80\text{l}/\text{分}$ で供給し、二軸式攪拌翼の主翼径面積部分を補完する。SDM-Fit-IV 工法では、上下 2 段翼による効果で、改良径 $\phi 2.4 \sim 3.1\text{m} \times 2$ 軸、改良断面積 $A=12.3 \sim 13.7\text{m}^2$ の大断面の改良体が造成できる。その結果、施工機 1 台・日毎当りの施工土量は約 $500 \sim 700\text{m}^3/\text{日}$ の大量処理を実用化した。これは従来のスラリー式機械攪拌工法に比べ、約 3.5 倍もの施工能力であり、大幅な工期の短縮や施工機械数を縮小することも可能になり、経済性の高い大規模適用型の深層混合処理工法と云える。

b) 大規模型及び硬質地盤型 SDM-Fit-V 工法

SDM-Fit-V 工法は、SDM-Fit タイプの中でも改良径を機械攪拌翼径に限定した改良方法とした点特徴的である。図-3 は SDM-Fit-V 工法の改良概要図である。その攪拌翼構造は、機械攪拌直径 $\phi 2.0\text{m} \times 2$ 軸の主翼部と同じ高さの位置にクロス状に取付けた補助中翼 ($\phi 1.0\text{m}$) からなる。前述した SDM-Fit 工法の基本技術は、機械攪拌翼先端部から高圧噴射攪拌によって外周部に改良径を確定させるのに対し、SDM-Fit-V 工法では補助中翼先端部からの中圧噴射によって主翼攪拌翼領域内に限定して、噴射攪拌混合する方式である。中圧力噴射には、新たに開発した中圧大容量型ポンプを使用し、吐出圧力 $p=10\text{MPa}$, 吐出量 $q=300\text{l}/\text{分}$ としている。また、固化材スラリーの吐出方法は補助中翼から 1 軸当り左右へ 2 方向噴射としている。

適用土質は、 N 値 ≤ 20 の砂質地盤から粘着力 $c_u \leq 100\text{kN}/\text{m}^2$ の高粘着力地盤にも適用できる。ま



写真-1 SDM-Fit-IV 工法施工機全景と水噴射状況

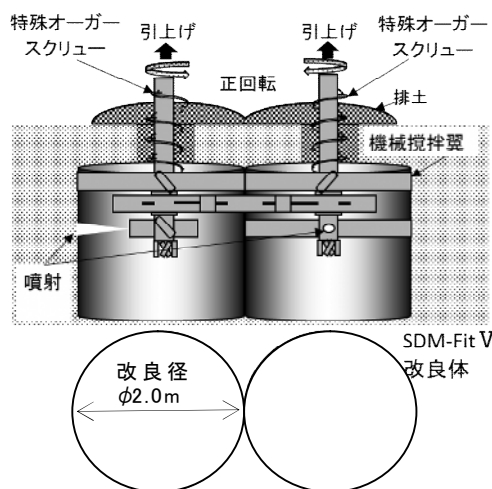


図-3 SDM-Fit-V 工法の改良概要図

た、特殊オーガースクリューの回転方向の制御により、施工能率を抑制することなく、固化材スラリー混入量に見合う量の土を排出するなど低変位施工が可能であり、各 SDM-Fit 工法と共通した環境へ配慮された施工技術を併せ持つ。

2.3 地盤環境への抑制効果

SDM-Fit 工法では、攪拌軸にスパイラルを装着した特殊スクリーロッドの回転軸を正・逆回転することで、固化材スラリー量と排出土量をバランス良くコントロールできるように工夫している。その方法は「固化材スラリー吐出量 $\div$ 排土量」となるように SDM-Fit 処理機の回転軸を操作することである。図-4 は SDM-Fit 工法による改良深度 L 、改良体側面からの離隔距離 X とし、 X に生じる水平変位量 δ との関係を示す。同図より、改良深度 $L=10\text{m}$ の場合、離隔距離 $x=1\text{m}$ ($x/L=0.1$) に発生する水平変位 $\delta \approx 1\text{cm}$ と評価され、極めて小さな値と判断できる。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いえる。また高圧噴射攪拌工法の分類のなかで、エアを併用する多重管式高圧噴射攪拌工法とは異なり、排出される土中には固化材スラリーの混入が認められない²⁾。これは大径かつ大量施工改良でありながら十分環境に配慮された工法であり、河川や湖沼等に水質汚染を与えることがなく、水中施工の可能を示唆している。

3. SDM-Fit-IV 工法による震災復興施工事例

3.1 工事概要

気仙沼市赤岩港周辺には多数の水産加工工場が立地していた。しかし、2011 年 3 月の東日本大震災で甚大な被害を受けた。改めて同港地区の活性化を図るため、津波復興拠点整備事業の一環として新たな水産加工場を移設することが計画された。写真-2 には、赤岩港地区および移設先の事業計画地を白破線で示す。計画地の開発面積は約 20ha で、施設用地は安心・安全な防災拠点とするため、高さ 4～5m の盛土が計画された¹⁾。しかしながら、地盤はシルト層から成る軟弱地盤であり、適切な沈下防止対策として地盤改良が検討された。同時に、1) 事業を極力短期間で再開しなければならないこと、2) 改良域の広さ、

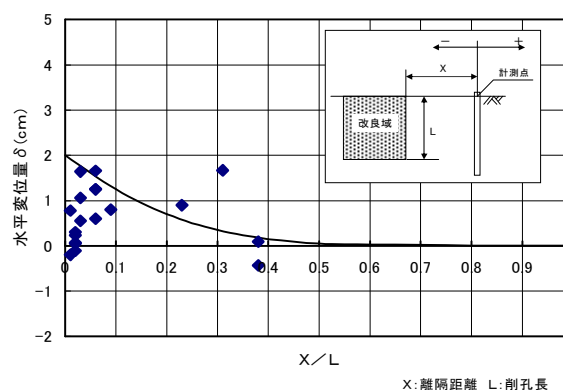


図-4 SDM-Fit 工法の地盤水平変位量の推移



写真-2 震災後の赤岩港地区と地盤改良位置図

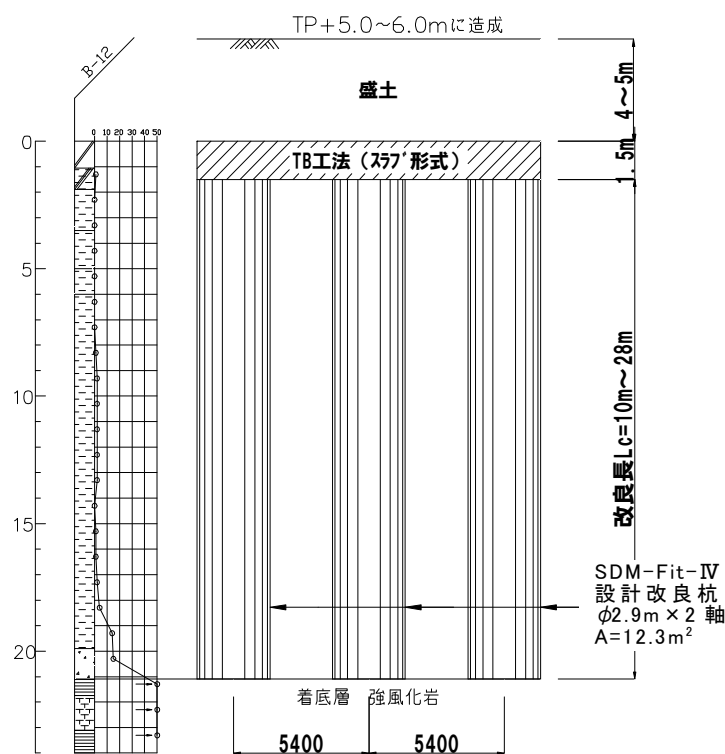


図-5 土質柱状図と改良形式

3) 計画当時の施工機のひっ迫状況などが問題となった。こうした状況を解決する方法として、従来工法に比べおよそ3.5倍もの大量処理が可能なSDM-Fit-IV工法が注目され、選定されることとなった。

3.2 地盤概要と改良仕様

改良対象地盤の土質柱状図を図－5に示す。また、同図には造成地外周部における地盤改良体の配置例を併記した。地盤は、表層からGL-17mまで $1 < N \text{ 値} < 3$ の砂を含んだシルト地盤である。また、GL-20m付近は $N \text{ 値} 15$ 程度の砂層である。その下部に基盤に相当する $N \text{ 値} \geq 50$ の強風化粘板岩が存在し、これが改良体の着底層となる。造成地内の地盤改良は大きく外周部、擁壁（特殊）部ならび一般部に区分され、外周部・擁壁部における改良率を70％、中心部では30％に設定した。

3.3 施工管理結果

写真－3は施工機械2台によるSDM-Fit-IV工法の施工状況である。工期は2月の厳冬期から9ヶ月の期間であった。本工事における施工機1台の日毎当り平均改良処理土量は 807m^3 ／台の実績となった。これは従来スラリー式機械攪拌工法に比べ、5倍以上にもなる大量処理施工が実現できたものである。また、2台による施工機では施工条件によっては最大改良処理土量 2000m^3 ／日を超える場合もあり、大量施工により所定工期内に工事を完了することができた。

(1)SDM-Fit-IV改良体の出来形

写真－4はSDM-Fit-IV施工により造成した改良杭体の形状である。改良杭形状は $\phi 2.9\text{m} \times 2$ 軸、改良杭体長さ $W5.1\text{m}$ で改良断面積 $A=12.3\text{m}^2$ 以上の造成杭体が確認された。視覚的には機械攪拌部と高圧噴射部に差異は認められず、均質な改良体が造成されたものと考えられる。

(2)改良杭体の現場改良強度

改良体の品質を検証するため、設計基準強度がそれぞれ異なる一般改良部、外周部および特殊部から無作為に選定した合計8カ所の改良杭に対し、造成28日後に調査ボーリングを行って一軸圧縮試験用コアを採取した。全長コアを上層、中層および下層に分け、一軸圧縮試験を実施した。表－2は設計基準強度の異なる



写真-3 SDM-Fit-IV施工全景

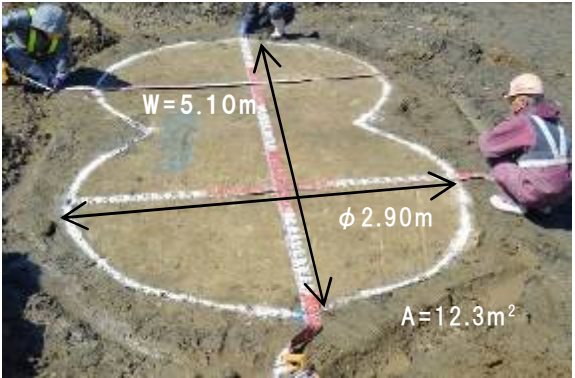


写真-4 SDM-Fit-IV工法による改良杭出来形

表-2 SDM-Fit-IV改良体の現場改良強度

採取位置	設計強度 qud(kN/m ²)	現場強度 quf(kN/m ²)	変動係数 (%) ^{*1)}
一般部	600	712～1235	10.2
	500	616～1026	6.3
	600	817～1482	9.9
	700	1685～5656	11
	500	654～1401	6.3
外周部	200	436～621	8.8
	200	531～1251	11.5
特殊部	1100	1824～2997	4.7

*1)各上中下層の平均値

表-3 SDM-Fit-IV改良施工における排出土率

施工杭No.	A	B	C	D
削孔長(m)	20.2	21.5	22.2	21.6
改良長(m)	18.9	20.0	20.7	20.1
設計固化材注入量(kg)	49.74	52.64	54.48	52.90
排土量(m ³)	56.3	56.4	49.8	56.4
排土率(%)	113	107	91	107
固化材配合量(kg/m ³)	118			
水・固化材比	W/C=1.5			
改良時間(分/m)	4.7			

採取位置の現場改良強度とその変動係数を示す。いずれの現場改良強度の結果も、材齢 28 日における平均現場改良強度は設計基準強度を満たす結果となった。また、現場改良強度の変動係数は $v=6.3\% \sim 11.5\%$ で平均 9.8% であった。また、コア採取率から改良体の品質についても検討した。その結果、平均的な RQD 値は 91.6% と連続性の高いコア状態であることが確認できた。

(3) 改良体造成に伴う排土量と地盤変位

SDM-Fit-IV 工法は単位時間あたりに地盤内に供給する固化材スラリー注入量が約 $q=34\text{k}\ell$ であり、施工能力が高い急速施工型である。しかも、固化材スラリー注入量に相当する量の排土が可能な低変位施工が特徴的である。工事箇所の一部には離隔 6.5m の位置 ($x/L=0.33$) に鉄塔が近接している箇所で変位が懸念された。このため、改良杭の造成に合わせて固化材スラリー注入量と排土量の関係を精査することを試みた。その結果を表 3 に示す。測定した 4 本の改良杭の造成における排土率は 91~113% であり、概ね 100% に近い結果が得られた。また、動態観測の結果、近接する鉄塔に特段の変状は認められなかった。

4. まとめ

機械攪拌と高圧噴射攪拌を組み合わせたハイブリッド工法である SDM-Fit 工法は、高圧噴射エネルギーの選択と攪拌翼径を組み合わせることで、改良断面積 $A=13.7\text{m}^2$ の大口径化による施工効率を従来工法に比べ飛躍的に向上させることができる。

その事例として震災後の復興事業で盛土の沈下防止対策に適用し、改良径の大口径化と施工速度の向上を目指した。その結果、

- (1) 日毎当たり施工数量は平均で $807\text{m}^3/\text{台}$ 、最大で $1,000\text{m}^3/\text{台}$ が記録された。これは従来工法のおよそ 4~5 倍の数量である。
- (2) 造成された改良杭の出来形、品質についても十分設計に合致することが確認できた。

地盤改良技術の施工効率の向上は、自然災害等の復興事業においても、工期・工費の両面から必須な条件であり、施工条件等を見極めながら最適な工法仕様の選定が求められる。

最近では国内において異常気象的な豪雨被害、地震被害等が各地で発生している。今後、南海トラフ大地震や異常気象による記録的な豪雨災害の危険性が高まるなかで、国土強靱化が喫緊の課題となっている。本工法の持つ特徴をさらに改良し、先進性の高い技術に高めて安全・安心な国土建設に貢献する所存である。

【参考文献】

- 1) 西尾経・竹田敏彦・山根行弘・菊地正博・齋藤邦夫：新たな高圧噴射併用深層混合処理工法の概要と大口径改良による震災復興施工事例，基礎工 Vol.45, No.6, pp.89-92, 2017.6
- 2) 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
- 3) 松岡大介・西尾経・竹田敏彦・市川公彦・高倉功樹・齋藤邦夫：最新の地盤改良技術と施工事例，土質基礎に関する「我が社が誇る技術」技術報告会報告集，第 15 回(平成 28 年度)技術報告会，北海道土木技術会土質基礎研究委員会，pp.32-39, 2017.2
- 4) 高野令男・西尾経・竹田敏彦・山根行弘・齋藤邦夫：多用途複合攪拌型低変位深層混合処理工法の実用化とその施工事例，第 13 回地盤改良シンポジウム論文集，日本材料学会，pp.113-118, 2018.10

液状化対策における地盤改良技術の変遷

株式会社不動産トラ 久保陽太郎¹⁾

同上 村上 恵洋²⁾

1. はじめに

我が国は、世界でも有数の地震多発国であり、これまで地震による幾多の被害にみまわれており、軟弱な地盤で埋め立てられている沿岸地区や旧河川地域ではそのたびに液状化の被害が報告されている。

北海道では、本年に発生した北海道胆振東部地震において、苫小牧港東港区の沿岸部や札幌市内では旧河川地域であったとされる清田区里塚地区で液状化の被害が報じられた。また、1990年代に発生した釧路沖地震や北海道東方沖地震、2000年代に発生した十勝沖地震では、釧路港岸壁背面での段差・陥没、釧路川や十勝川の堤防で大きな亀裂・段差・陥没が生じるなどの液状化による被害が報告されている。液状化は適切な地盤改良によっても防げるものであり、図-1に示すように、1964年新潟地震以降、数多く報告されている。北海道胆振東部地震後の調査では、液状化対策を行った箇所（札幌市内建築物、苫小牧港東港区の岸壁・タンク施設ほか）については被害がなかったことを確認している。また、苫小牧厚真火力発電所内でも一部対策を行っているが、重要施設での被害はなかったと報道されている。

本報では、地盤改良による液状化対策工法に関して、その改良原理から分類される”締固め”、”固化”、”排水”、”不飽和化”の対策技術の変遷と現状について述べる。

本報では、地盤改良による液状化対策工法に関して、その改良原理から分類される”締固め”、”固化”、”排水”、”不飽和化”の対策技術の変遷と現状について述べる。

2. 液状化対策工法の変遷と現状

液状化対策は、「液状化の発生を防止する対策」と「液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策」に大別できる。前者は液状化の発生要因となる因子を改善する（主に地盤改良による）ことが目的となり、液状化対策の原理により幾つかに分類される。後者は基礎の強化や構造物の変形追従性の工夫などである。ここでは、前者の地盤改良による液状化対策工法の変遷と現状について述べる。

液状化対策の変遷は、新潟地震以降繰り返されてきた多くの地震による液状化に起因する被害の実態の判明と有効性の確認、これらによる液状化対策ニーズの高まりによる要求の多様化に対して、様々な工法が開発・実用化されている。図-2に液状化対策工法の開発の歴史を示す。

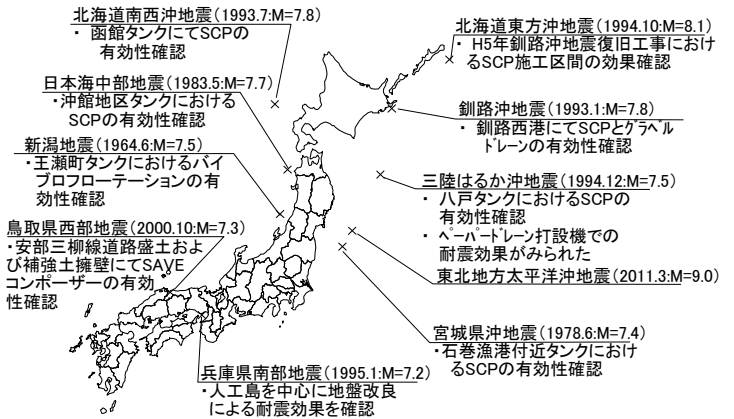


図-1 地震による液状化対策工法の効果の確認事例¹⁾

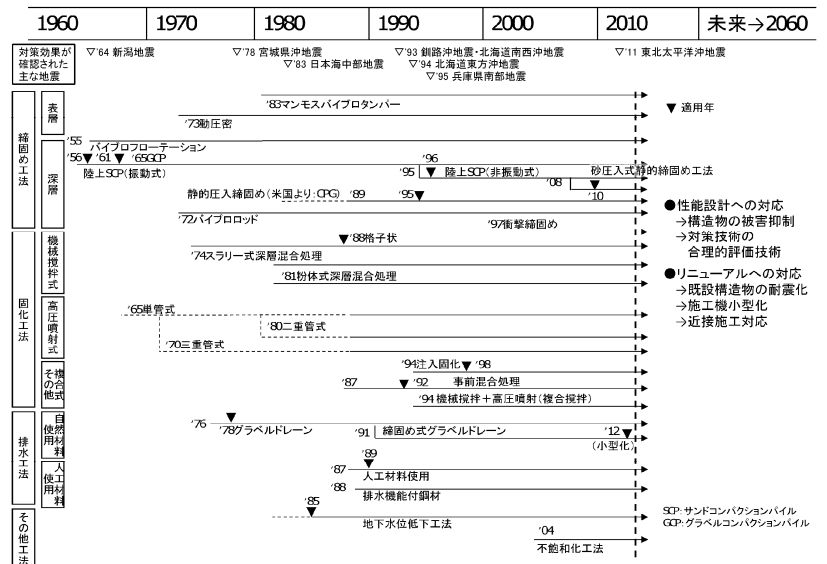


図-2 液状化対策工法の開発の歴史²⁾に加筆

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

2-1. 締固め工法(密度増大)

締固め工法による対策は、1950年代と最も古くから開発・実用化されている工法である。1960年代初めに振動式サンドコンパクションパイル(SCP)工法が日本住宅公団の浜甲子園団地で集合住宅(直接基礎)の基礎地盤の締固めに採用された。これがおそらくSCPが初めて液状化対策として採用された工事であると考えられる。1964年の新潟地震においてタンク基礎に適用された振動締固め工法(バイブロフローテーション工法)の対策効果が確認されると、振動締固め工法による液状化対策が広く普及していくことになる。その後、ケーシング管内から地中に締固め材料を確実に投入できるため、適用できる深度が深く、地盤条件に左右されず着実に施工可能である振動式SCP工法が締固め工法の主流となっていく。本工法は、一般的に他原理の工法と比較すると経済的であることから、施工実績も非常に多い。このため1995年兵庫県南部地震、2011年東北地方太平洋沖地震など多くの地震で有効性が確認されている(写真-1)³⁾。



写真-1 地震後の建築物の状況
(東北地方太平洋沖地震)



写真-2 市街地での施工状況
(静的締固め砂杭工法)



写真-3 エジェクター装置
(エアと水を混合して噴射する装置)

液状化対策のニーズの高まりとともに、広大な埋立地などが主な適用用途だったものが、市街地での施工の必要性や既設構造物近傍などでも対策の必要性が発生してくることになる。これらの要求に対して、1996年に振動機を用いずに静的な圧入により締固めを行う静的締固め砂杭工法(SAVEコンポーザー; 写真-2)が開発・実用化され市街地などの施工が可能となるとともに広く普及していき、現在では振動式SCP以上の需要がある。最近では、これまでのSAVEコンポーザーの設備を進化させ、写真-3に示すように貫入時にケーシングパイプ先端からエアと水の両方を混合して噴射する装置(エジェクター)を使用することで、従来はアースオーガー等による先行削孔を必要とした軟弱地盤の中間に含まれるN値35程度の砂層までの貫入を可能としたSAVEコンポーザーHA(Hard ground Acceptable)を開発し実用化している。



写真-4 堤防法面上での施工状況
(砂圧入式静的締固め工法)

また、近年では既設の護岸や岸壁、空港滑走路、堤防等の耐震性向上のため、狭隘地や構造物直下でも適用可能な液状化対策工法が求められているが、SCP工法は大型施工機械を用いるために、施工スペース等の制約により適用できない場合が多い。そこで、このような厳しい施工条件にも適用できる砂圧入式静的締固め工法(以下、SAVE-SP工法)が開発され、2010年に実用化されている(写真-4)。SAVE-SP工法は、流動化砂をポンプで圧送し地盤に圧入することで地盤を締固める工法である。流動化砂とは、材料となる砂に水、流動化剤、塑性化剤を添加して、ポンプ圧送可能にした流動性を有する砂のことである(写真-5)。

本工法で使用する施工機械は、図-3 に示すようにロッドを貫入する小型施工機、圧送ポンプ、流動化砂製造プラント、材料投入のためのバックホウからなる。小型施工機は超小型クローラタイプ機、ボーリングマシンタイプ機、ロータリーパーカッションドリルタイプ機が適用可能であり、施工条件（施工深度、空頭制限、改良杭の斜角など）により選定される。流動化材を添加することで砂は流動性が向上し小径の配管で搬送が可能となるため、地中に貫入するロッドはφ100mm程度である。このため、構造物直下を対象として施工する場合でもわずかな削孔だけで済み、既設構造物への影響を最小限に抑えることが可能である。また、プラントと施工機の離隔は100m程度まで対応可能であるため、施工位置周辺には広いスペースを必要としない。施工手順は、①ロッド貫入、②流動化砂の圧入、③引抜き、④②③の繰り返しとなる。本工法は、施工スペースに制約があるような場合や既設の河川堤防、港湾の耐震岸壁などの液状化対策として施工実績を増やしている。



写真-5 流動化砂

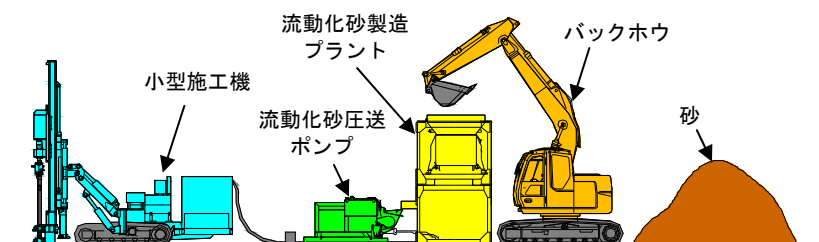


図-3 砂圧入式静的締固め工法の機械構成

2-2. 固化工法

深層混合処理工法に代表される固結工法は1970年代には実用化されていたが、主に粘性土地盤に対する沈下対策や安定対策が改良の主目的として使われていた。その後、液状化防止を目的とした対策にも適用されるようになる。本工法は振動締固め工法と比較して低振動の施工が可能であるが、液状化対策として適用する場合は、ブロック状改良が前提とされていたことなどから経済性が劣ることが課題であった。これに対して、固化した改良体を格子状に配置することで格子内の未改良地盤のせん断変形を抑制し液状化を防ぐ工法（TOFT 工法）が1980年代に開発された。兵庫県南部地震において、格子状改良により対策されたホテルが被災を免れたことで、本対策の効果が広く認知されて適用事例が増加している。近年では、深層混合処理工法の改良体の造成径を大径化することや多軸施工化により施工能力を向上して経済性を改善する試みがなされている。しかしながら、闇雲に「大径化」、「高速化」を行うことは、攪拌効率の低下を招き改良体の品質低下を発生させる。このため、これらには攪拌効率を向上させるための技術革新を同時に実施する必要がある。この「大径化」、「高速化」への対応策として「エジェクター吐出」機構を開発し、大量施工を可能とし実用化されているのがCI-CMC工法（Contrivance；工夫, Innovation；革新）である。エジェクター吐出は、貫入時の負荷低減、攪拌効率向上などの効果が期待でき、「高品質化」、「硬質地盤」、「近接施工」、「大深度施工」に関しても対応できる。本工法が採用するエジェクター吐出とは、攪拌翼に内蔵されている装置で、改良材と水を混合したスラリーをエアと同時に霧状に高速噴射させる方式を採用したものである。従来の吐出方式とエジェクター吐出方式の比較を図-4に示す。従来の方式では吐出したスラリー添加にムラができていたものが、エジェクター吐出方式では攪拌領域全体に改良材スラリーを広



従来の吐出方式
スラリー
低圧吐出

攪拌翼
攪拌
・固化材の分布にムラ
・回転負荷が大きい

エジェクター吐出方式

エジェクター吐出
攪拌翼
攪拌
・固化材を均一に散布可能
・攪拌域の流動化により
回転負荷が小さい
セメントスラリー
エア
混合室
高速噴射される
霧状スラリー
吐出口
土の破碎効果
流動性増加

図-4 エジェクター吐出方式の概要

く散布でき、さらに土の破碎効果や流動性増加が期待できる。このため、写真-6 に示すように、未改良塊の混入が少なく、バラツキの極めて小さな高品質の改良体を造成することができる。また、貫入・攪拌の負荷が軽減して、従来よりも硬質な地盤での施工に対応できる。さらに、エアリフト効果で土が移動しやすくなり、投入したスラリーに応じて攪拌域の土がスムーズに上昇するため、施工時の周辺変位が少なくなる効果も得られる（図-5）。また、CI-CMC 工法を発展させた CI-CMC-HA（Hard ground Acceptable）工法は、従来の攪拌翼の改善により、砂質土では N 値 50 程度、粘性土では N 値 15 程度の地盤に適用可能である。また、エジェクター吐出時のエア量を自動制御することにより改良体強度のバラツキを抑制する。CI-CMC-HA 工法では、より硬質な地盤への適用とバラツキの少ない改良体の造成が可能となる。

東北地方太平洋沖地震以降、既設構造物の耐震化等のリニューアルへの対応に対して、施工機の小型化や高圧噴射工法において噴射方向を制御し、噴射距離を増大させることにより、狭隘地や既設構造物直下の改良が可能な工法も開発・実用化されている。その一例として挙げられるのが FTJ（エフティージェット）工法・FTJ-FAN（エフティージェイファン）工法である。本工法は高圧噴射攪拌工法的一种であり、超高圧ジェット噴流によって地盤を切削し、セメント系の材料（固化材）を用いて固化改良体を造成する地盤改良工法である。

FTJ 工法は、写真-7 に示すように地中で回転する攪拌翼の両側にとりつけた 2 箇所の噴射ノズルから固化材スラリーを高圧で噴射し、2 流線で地盤を切削混合することで、従来技術よりも高速での施工と大きな径の改良体を造成する工法である。単管式（グラウト噴射）と二重管式（エア・グラウト噴射）を用途と目的に応じて使い分けることができるため、既設構造物と地盤改良体との間詰めや、密着施工、またエアを使用して施工する場合には止水目的の底盤改良、エアを使用しない場合は水中での施工も可能であり、幅広い用途に適用できる。エア併用施工では、周辺地盤・構造物への変位の影響を抑制できる。施工機は写真-8 に示すように施工条件に応じてボーリングマシンタイプ機（以下、S 型施工機）、自走式超小型機および自走式小型機（以下、N 型施工機）、自走式大型機（以下、L 型施工機）から選択することが可能である。N 型施工機は機動性に富み、自走式超小型施工機では、狭隘な場所でも施工が可能である。さらに、改良体の造成を確実にを行うため、自走式施工機では深度と噴射流量をシステム管理装置にて管理できる。また、従来の高圧噴射攪拌工法では、別途貫入補助を必要としていた礫等の介在する地中障害物や N 値が 50 を超える硬質層も、硬質地盤対応の攪拌翼を用いることで、貫入させて施工することができる。



写真-6 従来式とエジェクター式のコアの比較

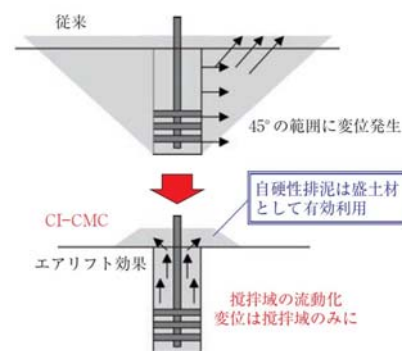


図-5 低変位施工のイメージ



写真-7 改良材スラリー噴射状況

左は標準の攪拌翼であり、右側は硬質地盤対応の攪拌翼である



写真-8 施工機械

N 型施工機は自走式超小型施工機（12t 級）と自走式小型施工機（25t 級）がある

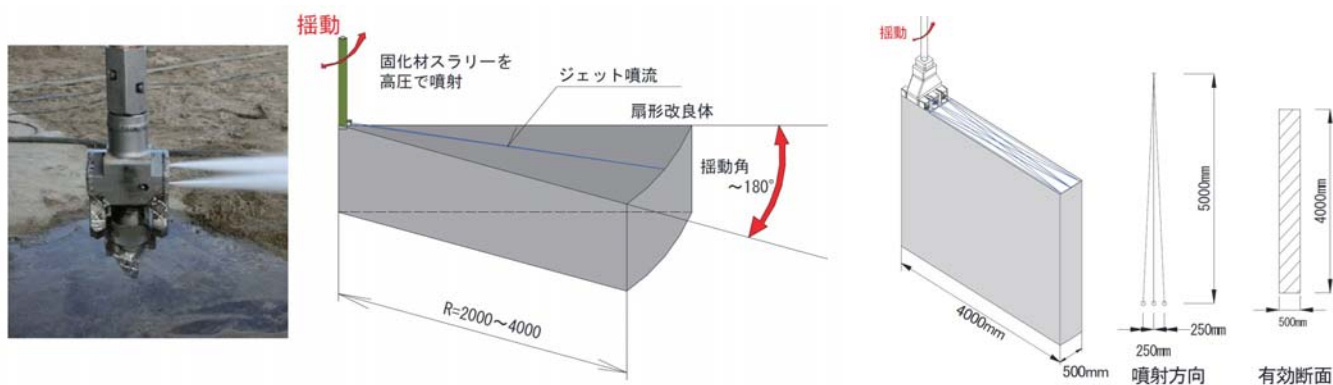


図-6 改良材スラリー噴射状況および噴射模式図

左から順に、扇形タイプの固化材スラリー噴射状況、扇形タイプの噴射模式図、矩形タイプの噴射模式図である

FTJ-FAN 工法は、図-6 に示すように攪拌翼の正面にほぼ水平に取り付けた複数の噴射ノズルから高圧かつ大流量の固化材スラリーを揺動噴射させることで、任意の角度の扇形あるいは矩形状の改良体を地盤内に造成でき、既設構造物直下を無駄なく改良することが可能であり効率良く改良体を配置できる。FTJ-FAN 工法において

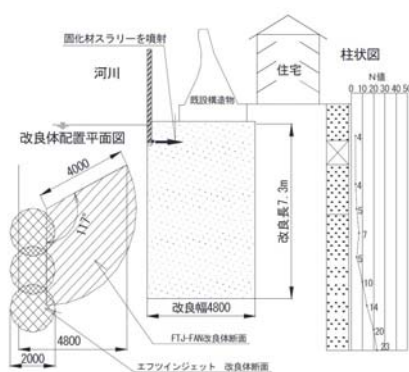


図-7 改良仕様



写真-9 施工状況

も施工機は施工条件に応じて写真-7 に示す S 型、N 型施工機から選択することが可能である。超高圧固化材スラリーの周囲に圧縮空気を沿わせるエア併用施工（二重管）を行うためエアリフト作用により半強制的に排土を行い、構造物への変位影響を抑制しながら改良体の造成が可能である。

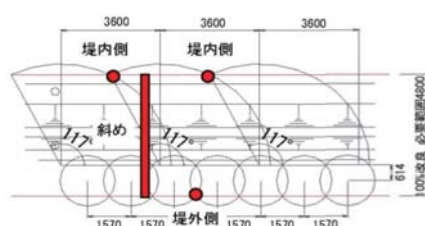


図-8 コア採取位置平面図

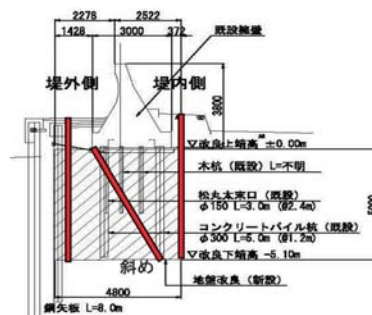


図-9 コア採取位置断面図

FTJ 工法および FTJ-FAN 工法の適用事例として、特殊堤直下の対策事例を紹介する⁴⁾。本工事は図-7 に示すように、川裏側に民地が迫っており施工ヤードの確保が困難であった。そのために川表側（河川側）から特殊堤直下を固化する必要がある。さらに写真-9 に示すように施工区間の一部は、施工スペースが幅 3.0m 程度しか確保できなかった。そのため、資機材等はフロート式台船に搭載することで施工を行った。改良深度は地震時に”液状化する”範囲を網羅する深度、改良幅は、改良体の外的安定（滑動・転倒・支持力）により $B=4.8\text{m}$ （改良率 $ap=100\%$ ）である。本件では、必要改良幅を確保するために、FTJ 工法と FTJ-FAN 工法（扇形タイプ）を組み合わせる施工を行っている。FTJ 工法は円形の部分であり、改良径の直径は $D=2.0\text{m}$ である。FTJ-FAN 工法は、揺動角度 117° を基本として噴射距離の半径は $R=4.0\text{m}$ の扇形状である。

本工事での出来形および品質の確認においては、 $R=4.0\text{m}$ の位置での鉛直ボーリングと斜めボーリングを実施している。実施位置を図-8、図-9 に示す。写真-10 には採取された改良体コアを示すが、良好な改良体コアが改良深度全域にて採取できている。



写真-10 採取した改良体コア

2-3. 排水工法（過剰間隙水圧消散工法）

グラベルドレーン工法に代表される排水工法は、振動機を用いずに施工することが可能であり、施工に伴う地盤変位も少ないことから、市街地や既設岸壁背面などで適用されてきた。1990年代に北海道東部で発生した釧路沖地震（1993.1）、北海道東方沖地震（1994.10）では、釧路港におけるグラベルドレーン工法の対策効果が実証された（写真-11）。排水工法についても固化工法と同様に締固め工法と比較すると、経済的に劣ることが課題であった。このため、締固め効果を設計に取り入れることで経済性を改善した締固め式グラベルドレーン工法が開発され、宅地地盤の液状化対策として小型の締固め式グラベルドレーン工法も実用化されている。しかしながら、近年では設計地震動が大きくなることで設計的に対応できないケースや、前述の静的締固め砂杭工法の実用化と普及にともない採用される機会が減少してきている。

釧路沖地震(1993年1月)



北海道東方沖地震(1994年10月)



どちらの地震後もブロック舗装に変状はない

写真-11 釧路港岸壁

2-4. 不飽和化工法

地下水位低下工法は、1995年に川崎市の埋立地での適用や兵庫県南部地震による被災後に尼崎市築地地区での再開発事業など、液状化被害軽減を目的に適用された事例は数例に限られていた。その理由としては、液状化層下位に粘性土がある場合の圧密沈下の発生や維持管理の問題などで敬遠されたと考えられる。しかしながら、2011年の東北地方太平洋沖地震における広域液状化被害の復旧・復興において、既存住宅や施設が存在した状態で広域に対策が実施でき、比較的安価であるというメリットが見直されており適用事例が増えてきている。

気泡注入工法は細かい空気を地中に注入して、地下水位以下の地盤を不飽和化させて液状化抵抗を大きくする工法である。既設構造物の液状化対策に効果的であるため開発が進められほぼ実用化しているが、設計法や調査法の確立など課題もあり、現状では広く普及するには至っていない。

3. おわりに

我が国の液状化対策技術は、環境対応性や経済性などの時代のニーズに応じて変遷してきたといえるが、近々の課題としてはリニューアルへの対応が挙げられる。今後、地盤改良のニーズは、さらに多様化し要求内容も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考えられる。

【参考文献】

- 1) 大林淳, 原田健二, 山本実, 佐々木康: 締固め地盤の液状化抵抗に関する評価, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.1411-1416, 1998.
- 2) 地盤工学会: アカデミックロードマップ, 7.地盤防災, 7-1.液状化, https://www.jiban.or.jp/images/file/AR_PDF/7-1AR.pdf
- 3) 原田健二: 沿岸地区の液状化対策 SAVE コンポーザー, 土木施工, Vol52, No.12, 2011.
- 4) 伊藤竹史, 高山英作, 大竹洋, 江川康夫: 既設河川構造物の耐震化における揺動式高圧噴射攪拌工法の適用事例, 第50回地盤工学研究発表会, pp.1881-1882, 2015.

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

錦城護謨株式会社○日下部祐基 山戸勝博 川辺慶司
真空圧密ドレーン工法研究会 榊原司 白神新一郎
株式会社ドーコン 高橋秀彰

1. はじめに

河川の洪水氾濫による被害は、最近も北海道に限らず全国で発生しており、その対策が求められているところである。北海道では、昭和 56 年(1981 年)8 月に発生した石狩川の大洪水¹⁾を契機に、堤防強化と遊水地の併用を盛り込んだ治水対策が立案²⁾され、それに基づいた河川整備が実施されている。

洪水による溢水破堤によって氾濫が生じると、その被害は極めて甚大となり、このような氾濫を防止するためには、流下する洪水流量が計画値を上回らないように制御することが必要である。遊水地は、ある一定規模以上の洪水に対し、河川の流水の一部を一時貯留することにより、そこから下流の河道流量と水位を低減させ、被害を小さくすることを目的としている。遊水地の構造は、本川沿いの低地の一角に周囲堤を巡らせるとともに、本川堤の一部を一段下げ越流堤とし、洪水時には、本川の流水を越流させて遊水貯留するもの³⁾である。

石狩川の洪水対策としての遊水地は、その多くが氾濫原近隣の石狩川水系下流域に計画配備されているが、この地域には泥炭性軟弱地盤が分布⁴⁾する。遊水地の周囲堤は、盛土高さ 10m 程度の高盛土になることから、盛土の安定対策や圧密沈下に要する時間対策が必要になる。これらの対策の一つに真空圧密ドレーン工法が用いられている⁵⁾⁶⁾。ここでは、本工法に関する調査・設計・施工等の特徴や留意点を紹介する。

2. 工法の概要

真空圧密ドレーン工法は、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-2.1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

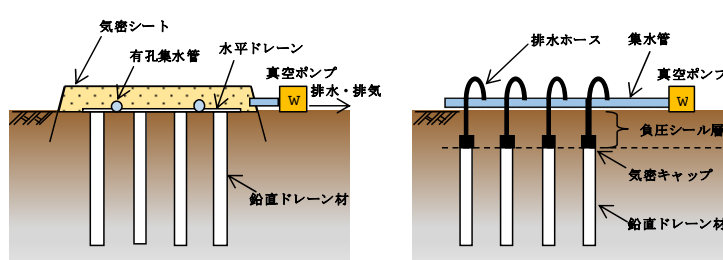


図-2.1 真空圧密工法の概要 ⁸⁾の図を修正追記

大別⁷⁾⁸⁾される。ここで紹介するタイプは、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層（以下、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。

なお、詳細は後述するが、泥炭性軟弱地盤の周囲堤では負圧シール層を盛土材で作成して、現地盤の地表面直下から改良対象としている。

Yuki KUSAKABE, Katsuhiko YAMATO, Keiji KAWABE, Tsukasa SAKAKIBARA, Shin'ichiro SHIRAGA :

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

Hideaki TAKAHASHI :

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

3. 調査時の特徴と留意点

本工法の調査では、事前調査と着手時調査、および事後調査の実施を基本としている。

3.1 事前調査

事前調査は、以下の事項を把握することを目的⁹⁾に、調査ボーリングなどの原位置試験、土質物理試験、圧密試験などの力学試験などを行う。

- ① 本工法の適用性の判定（土質・土層構成、特に中間層の存在について留意が必要、遮水シールの検討）
- ② 地盤改良に関する設計条件の把握（平面形状、改良層厚、中間砂層および被圧帯水層の有無など）
- ③ 改良効果に関する設計条件の把握（最終沈下量、改良期間、改良による強度増加など）
- ④ 施工条件の把握（トラフィカビリティ、環境条件など）

3.2 着手時調査

着手時調査では、事前に工場でキャップ付ドレーンユニットを製作するため、改良対象層や中間砂層および先端の地層の標高（厚さ・位置）を詳細に把握する必要がある。また、本工法は表層の負圧シール層の土質特性（透水係数、地盤強度）が真空圧密の改良効果に大きく関与するため、表層の土質特性も併せて把握することが必要である。調査方法としては、三成分コーン試験および原位置透水試験を基本として行う。調査数量は、三成分コーン試験が改良範囲の外周部 50～60m 間隔と各ブロック中央 1 箇所、原位置透水試験が各ブロック中央 1 箇所である。

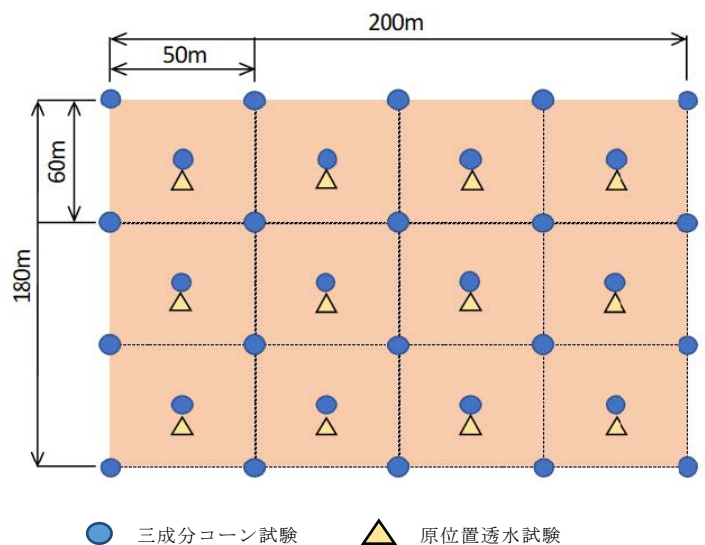


図-3.1 事前調査計画例⁹⁾
(改良範囲 200m × 180m の場合)

図-3.1 に調査計画例を示す。

なお、両試験とも事前調査で実施されている箇所、あるいは他の試験を代用して省略する場合がある。

試験結果は、三成分コーン試験が中間砂層の把握、原位置透水試験が負圧シール層とする粘土層の透水性の把握に用いられる。本工法において中間砂層が存在すると中間砂層から改良域外の水を多量に吸水するため、中間砂層下部の改良が不十分になる等の障害が懸念される。このため、三成分コーン試験結果を整理

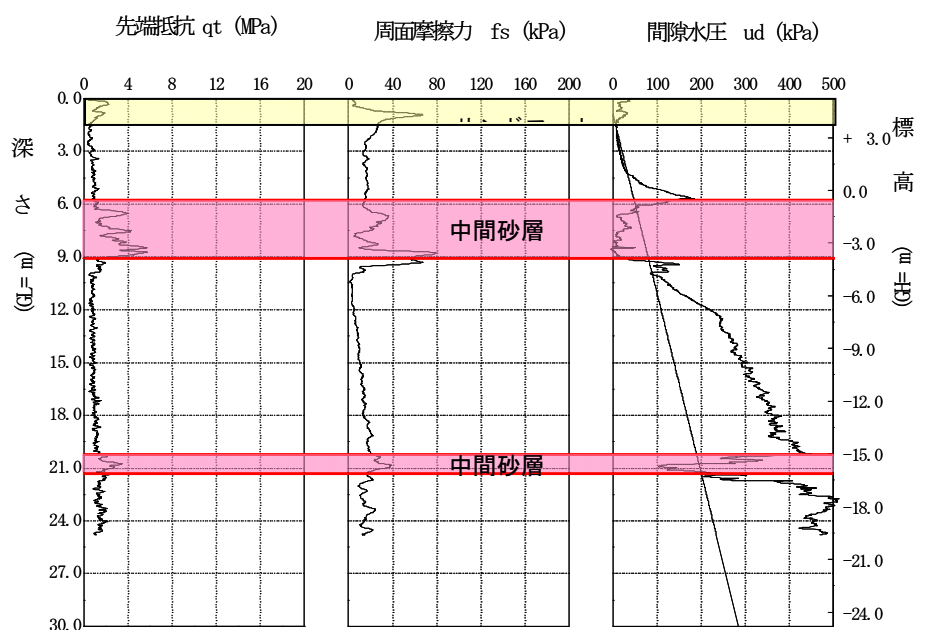


図-3.2 三成分コーン試験による砂質土層の判定例⁹⁾

して中間砂層の分布を把握して、キャップ付ドレーン材の工場加工時に推定された中間砂層厚およびその上下1mに遮水シールを取付けてこの層からの吸水を防ぐ。

原位置透水試験では、上下負圧シール層の透水係数が $k=10^{-7}\text{m/s}$ 程度以下であることを確認する。図-3.2に三成分コーン試験による砂質土層の判定例を、図-3.3に改良層とドレーン材の模式図を示す。

3.3 事後調査

事後調査は、事前に設定した改良目標を満たしているか否かの確認を目的に、改良効果を把握する。調査項目と方法は、表-3.1に示す通りである。調査数量は、改良目的および改良期間中の計測結果等を参照して適宜決定するが、データの比較のために事前調査と同位置で実施することが望ましい。#

4. 設計時の特徴と留意点

本工法の標準的な設計条件を表-4.1に示す。遊水地の周囲堤築造では、改良目的として沈下抑制と盛土安定性に用いられることが多い。

沈下抑制が改良目的の場合には、与条件として残留沈下量 ΔS_r および工期 t があり、設計ではこれらの条件を満たすように負圧作用日数 t_1 やドレーン打設間隔 d などを決定する。図-4.1に沈下抑制を目的とした場合の設計フローを示す。

盛土の急速載荷における安定性が目的の場合は、与条件として盛土高さ h (形状)、工期 t および許容残留沈下量 ΔS_{ra} が与えられる。設計では、盛立て時の安定を確保できる盛立て速度を設定しながら、条件を満足するようにドレーン打設間隔 d および負圧作用日数 t_1 を決定する。図-4.2に盛土安定性を目的とした場合の設計フローを示す。

前述した泥炭性軟弱地盤上の周囲堤築造では、表層の負圧シール層の設定が問題になる。これは、負圧シール層を薄くすると泥炭層は粘土層よりも透水係数が高いために漏気の問題が生じ、厚くすると負圧シール層は改良層と比較して改良効果が小さいためにすべり安定性や残留沈下の面で問題が生じる¹⁰⁾。そこで対象現場では、負圧シール層を難透水性の盛土により築造して泥炭層を表層から改良する手法が用いられている。詳細については参考文献¹¹⁾¹²⁾を参照されたい。

本工法の負圧作用日数の算定で必要になる沈下速度の計算には、バロン解が用いられているが、計算に用

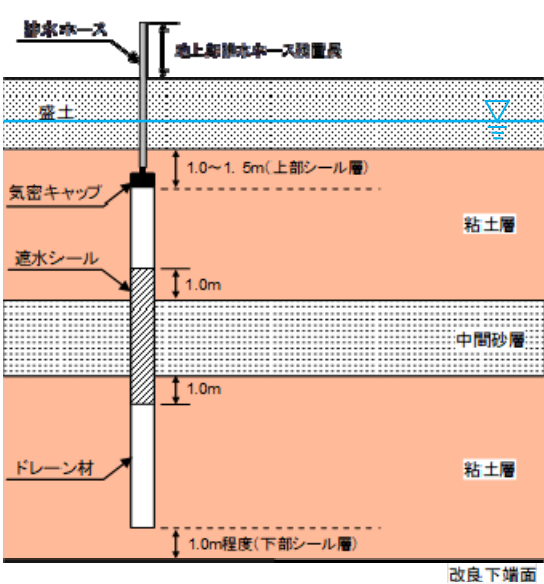


図-3.3 改良層とドレーン材の模式図⁹⁾

表-3.1 現地調査項目と調査方法⁹⁾

調査項目 調査方法		土層構成	改良効果
原位置	調査ボーリング	○	
	不攪乱試料サンプリング	○	
	三成分コーン試験	△	△
土質	自然含水比		○
(物理)	湿潤密度		○
力学	標準圧密試験		○
	一軸(三軸)圧縮試験		○

凡例 ○:標準的に実施
△:補助項目

表-4.1 真空圧密ドレーン工法の設計条件⁹⁾

改良ブロック当りの面積(m ²)	2,400~4,200
ドレーンの打設ピッチ(cm)	70~150
負圧シール層(m)	1.0
設計作用負圧(圧密圧力)(kN/m ²)	60,65

いられる水平方向圧密係数は泥炭層・粘土層とも、これまでの実績から鉛直方向圧密係数と同等としている。
本来、特に泥炭層では水平方向の圧密係数は鉛直方向に比べて大きいことが予想され、今後の課題と考える。

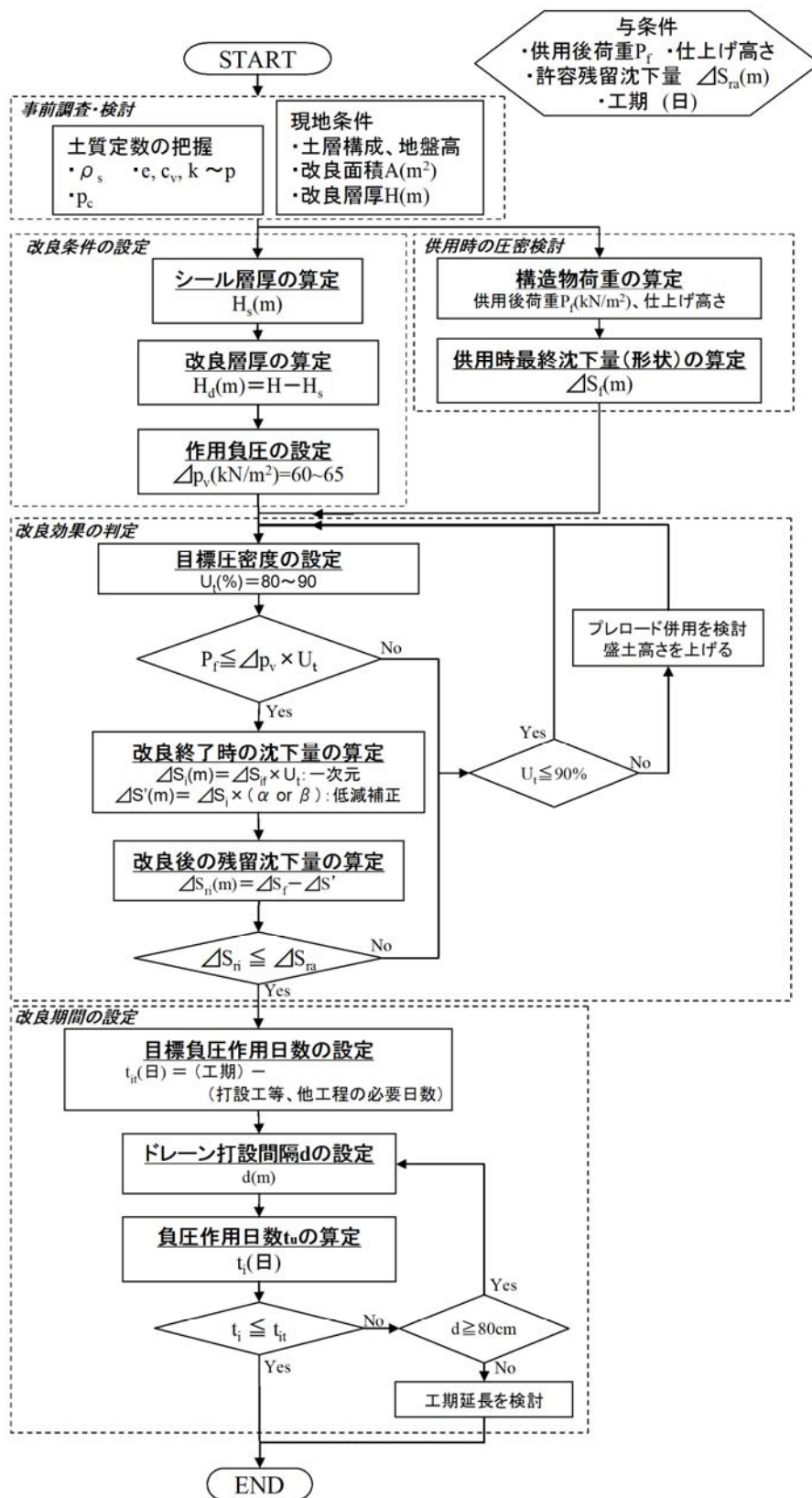


図-4.1 沈下抑制を改良目的とした設計フロー⁹⁾

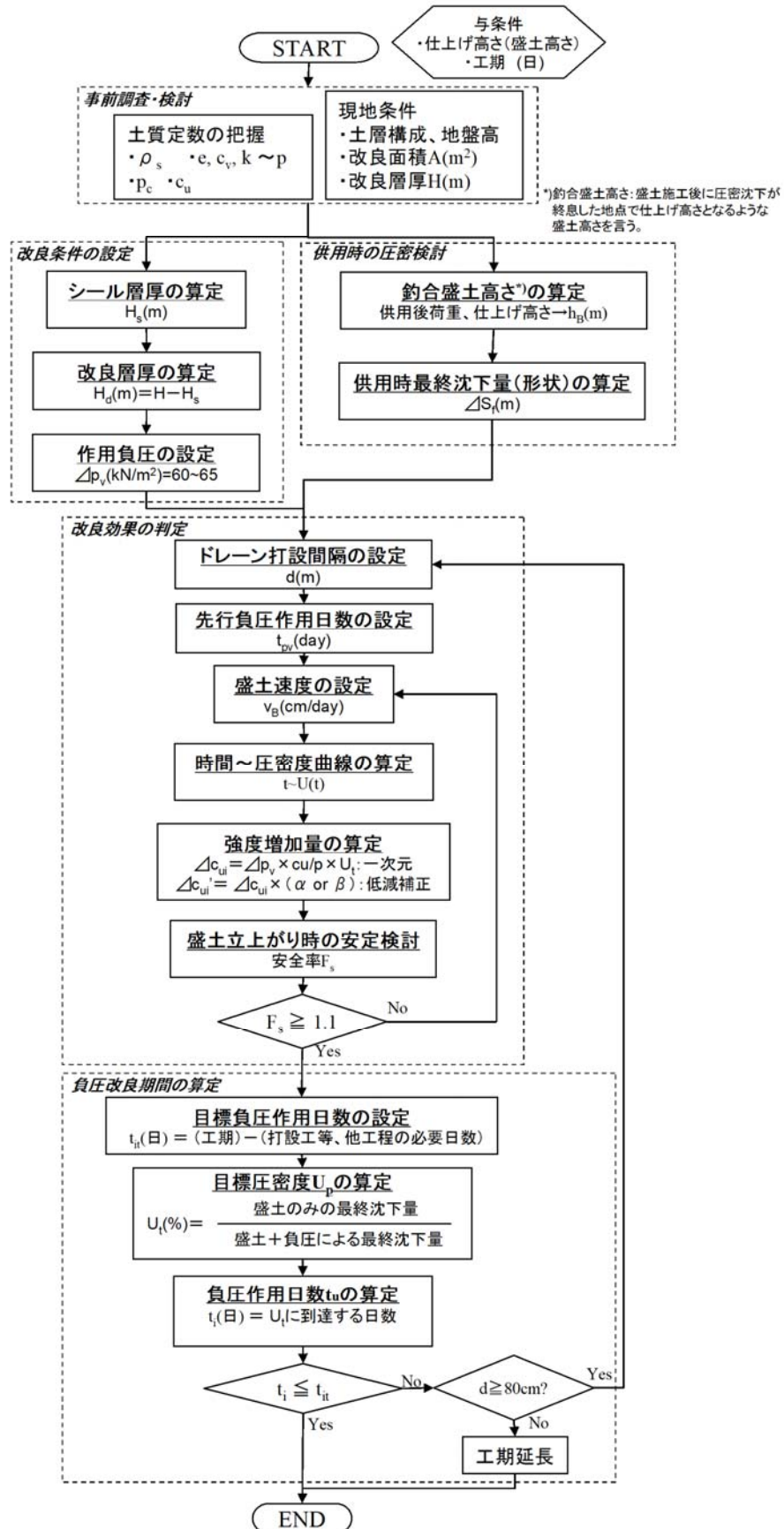
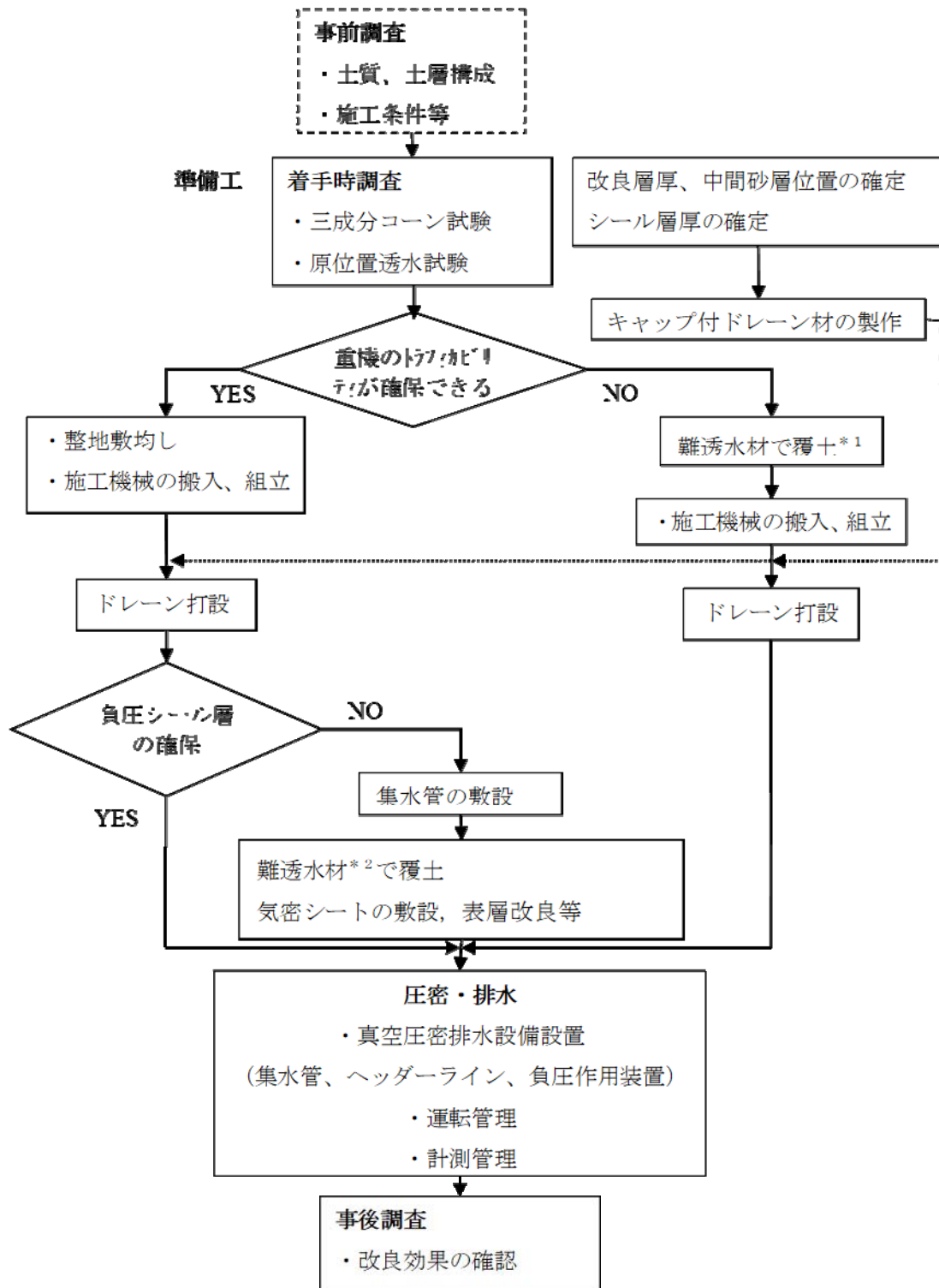


図-4.2 盛土安定性を改良目的とした設計フロー⁹⁾

5. 施工時の特徴と留意点

本工法の一般的な施工フローを図-5.1に示す。



注) *1: 覆土材は通常の施工性を確保できるコーン指数は $q_c \geq 400 \text{ kN/m}^2$ 、かつ難透水性が確保できる透水係数 $k < 10^{-7} \text{ m/s}$ の品質が要求される。

*2: 覆土材は難透水性を確保する透水係数 $k < 10^{-7} \text{ m/s}$ の品質が要求される。

図-5.1 施工フロー⁹⁾

設備概要図を図-5.2に示す。周囲堤の施工時の特徴としては、築堤盛土では透水性の問題からサンドマットが不可のため、施工には敷鉄板が用いられる。

施工管理では、本工法は載荷重などの物体力でなく、真空ポンプによる減圧という目に見えない力を地盤に作用させて圧密改良することから、対象地盤に所定の負圧が作用し、かつ設計どおりの時間～沈下曲線に相応する圧密改良が進行しているか否かを把握しながら総合的に管理する必要がある。そのため図-5.3に示すような計測機器を配置・計測して日常計測管理が行われる。

なお、実測による最終沈下量を求める沈下管理や盛土の安定管理の手法は、一般に用いられている「道路土工 軟弱地盤対策工指針」¹³⁾などに準じて行われる。

本工法の施工上の特徴としては、地盤に打設したドレーン材に負圧を作用させると、図-5.4に示すように地盤が改良範囲中央に向かい収縮変形する。この変形挙動は、図-5.5に示す盛土により生ずるせん断変形に対して抵抗するように働くことになる。現状では

この抵抗力は設計すべり計算で考慮されていないが、すべり安全率を大きくなっていることが予想される。設計に取り入れる手法を今後検討したい。

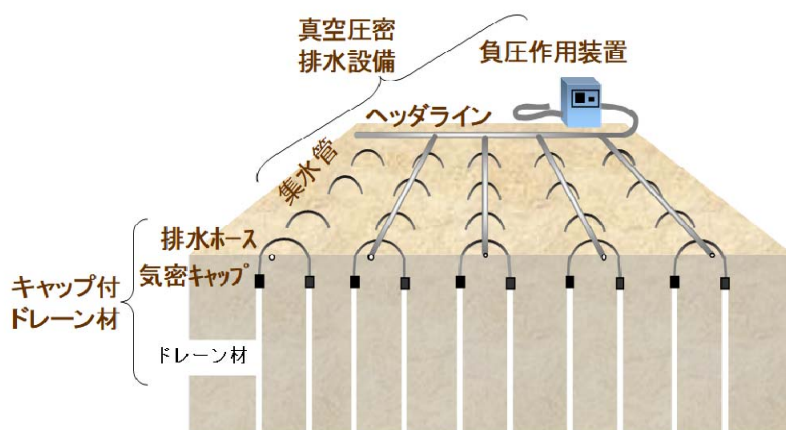


図-5.2 設備概要および各部の名称⁹⁾

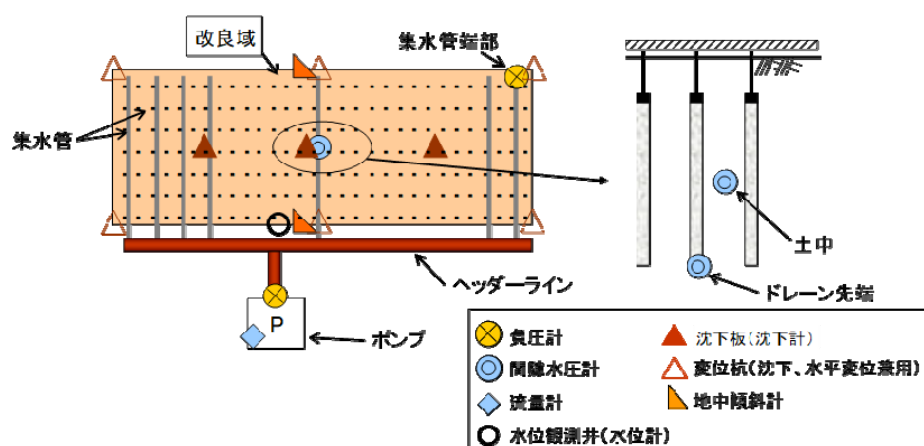


図-5.3 計測機器配置例⁹⁾

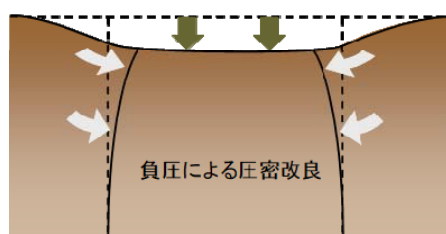


図-5.4 負圧作用による地盤挙動

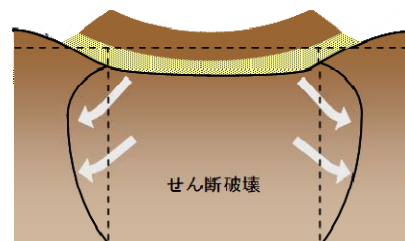


図-5.5 載荷盛土による地盤挙動

6. 関連した開発技術

6.1 ドレーン打設機の油圧抵抗を利用した地質推定システム

ドレーン打設時にオシログラフに記載される油圧抵抗を用いて、地盤の強度分布や地質分布を多次元的に図化处理するシステムである。本システム¹⁴⁾では、以下に示す地盤強度推定式を用いて、ドレーン打設機の油圧抵抗からコーン支持力 qc 値を推定して、地盤内の三次元分布図を作成するものである。

$$\alpha \cdot A_k \cdot qc + 0.05 \beta \cdot \overline{qc} \cdot A_{ks} = \mu \cdot P_M + W$$

ここに、

qc : 貫入抵抗 (コーン支持力)

$\overline{qc}$: 貫入抵抗 (コーン支持力) の平均値

P_M : ドレーン打設機の油圧抵抗

A_k : ケーシングの断面積

A_{ks} : 地盤内に貫入したケーシングの周面積

α : 貫入速度、ケーシング先端形状等による影響を考慮した補正係数

β : 地盤の動摩擦、リモールド等の影響を考慮した補正係数

μ : ドレーン打設機の校正係数(打設力検定試験より設定)

図-6.1に三成分コーン貫入試験結果と近傍位置におけるドレーン打設機の油圧抵抗から推定した貫入抵抗の比較例を示す。また、図-6.2には、油圧抵抗から推定したコーン支持力 qc の三次元分布図例を示す。この成果は今後、改良地盤上に築造された構造物の維持管理等に有効利用されることを想定している。

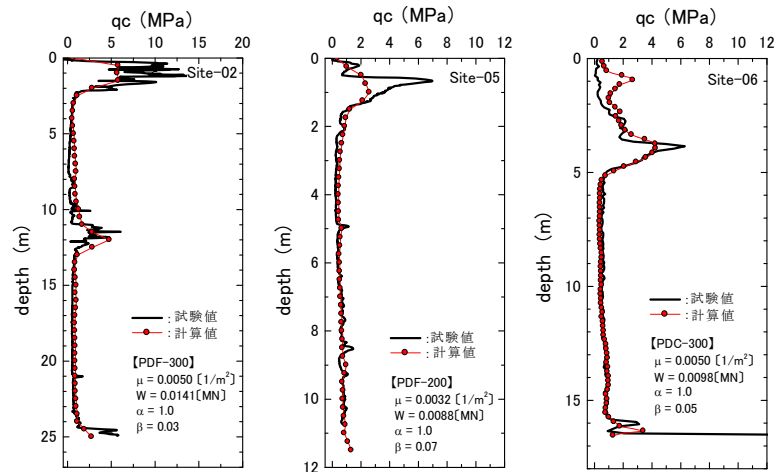


図-6.1 三成分コーン貫入試験結果と近傍位置におけるドレーン打設機の油圧抵抗から推定した貫入抵抗の比較例

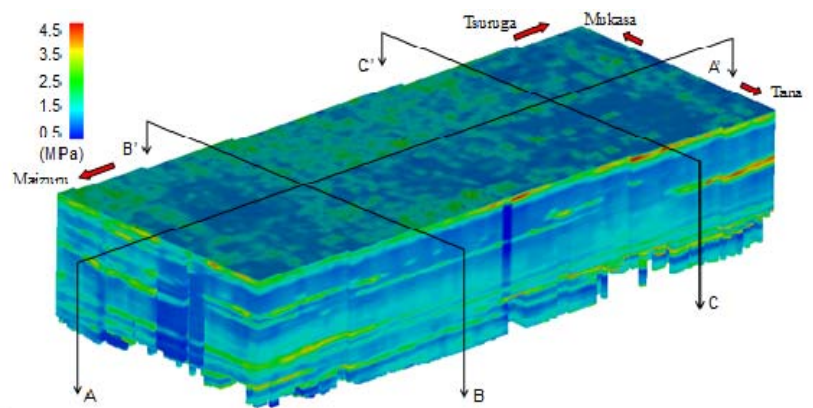


図-6.2 油圧抵抗から推定したコーン支持力 qc の三次元分布図例

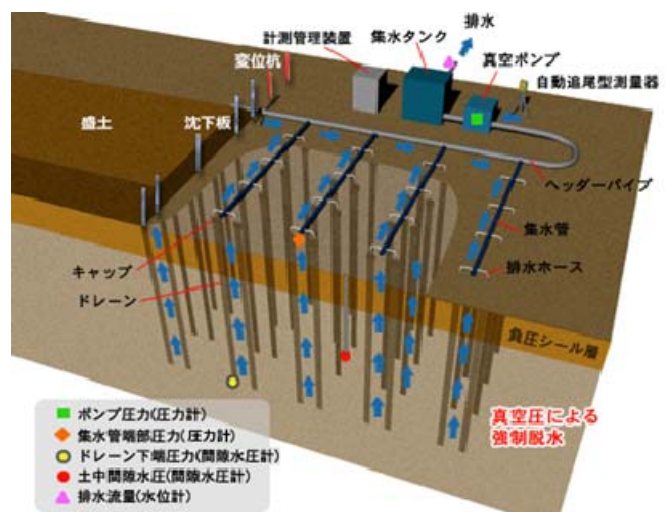


図-6.3 一元管理システムイメージ図

6.2 真空圧密ドレーン工法の負圧・圧密沈下・盛土安定性を一元管理する自動計測システム

本システムは、真空圧密ドレーン工法における負圧管理、圧密沈下による基礎地盤の強度増加の確認（沈下管理）、盛土の安定性管理（安定管理）を一元管理するICT（情報通信技術）を活用した自動計測システムである。この一元管理システムを採用することにより、本工法の品質管理はもとより盛土を安全に施工することができる。図-6.3に一元管理システムイメージ図を、図-6.4にシステム構成図を示す。

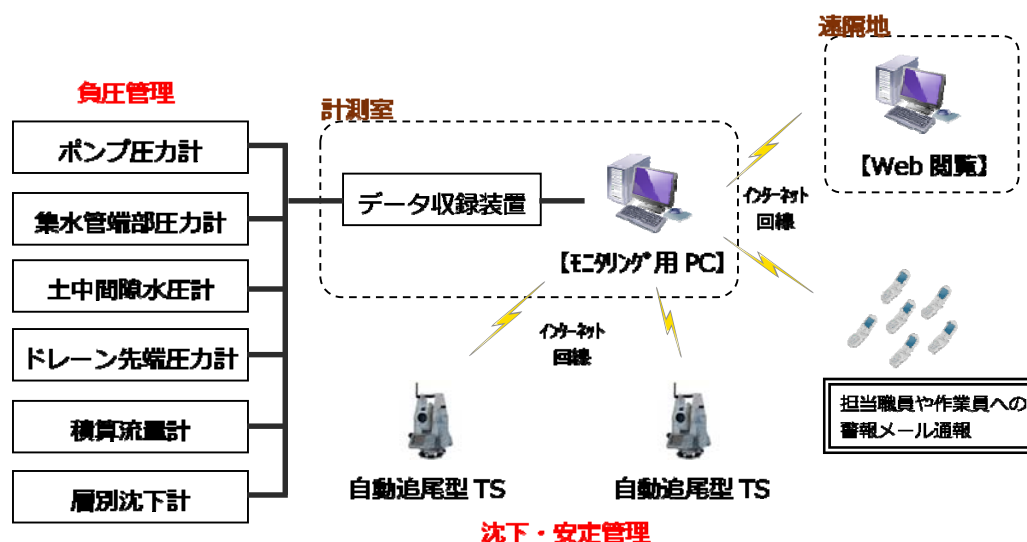


図-6.4 システム構成図

7. あとがき

ここでは河川防災に用いられた真空圧密ドレーン工法について、その概要を紹介した。本工法が今後の防災工事において、有効利用されれば幸いである。なお、国土交通省北海道開発局の関係各位には、データ収集等に多大なご協力をいただいた。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (財)北海道開発協会：昭和56年洪水報告（総括編），1982.
- 2) 北海道開発局札幌開発建設部 HP (https://www.hkd.mlit.go.jp/sp/kasen_keikaku/kluhh4000000hzt9.html) より
- 3) 高橋公浩，中野嘉道，平野道夫：遊水地の水理機構について，昭和60年度北海道開発局技術研究発表会，D・11，pp115-121，1986.
- 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) 林宏親，西川純一，澤井健吾，菅藤善之：真空圧密工法で改良された泥炭性軟弱地盤の強度・変形特性，地盤工学会，第38回地盤工学研究発表会論文集，C-08，pp1087-1088，2003.
- 6) 千葉俊文，佐々木努，石谷隆始：泥炭性軟弱地盤における真空圧密ドレーンについて，平成26年度北海道開発局技術研究発表会，2014.
- 7) 前掲4)，pp84-85，2011.
- 8) 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.
- 9) 真空圧密ドレーン工法研究会：真空圧密ドレーン工法 - キャップ付ドレーンを用いた真空圧密工法 - 技術資料（設計・施工・管理編），2016.

- 10) 高橋秀彰ら：真空圧密による泥炭地盤の変形挙動，地盤工学会北海道支部技術報告集 47 号，pp59-64，2007
- 11) 高橋秀彰，吉川雅史，川鍋修：泥炭地盤での真空圧密工法における気密保持層の設定方法，地盤工学会北海道支部技術報告集 48 号，pp81-84，2008.
- 12) 高橋秀彰，藤田友幸：泥炭地盤での真空圧密工法における気密保持層の設定方法その 2，地盤工学会北海道支部技術報告集 50 号，pp1-4，2010.
- 13) 前掲 8)，pp369-387，2012.
- 14) 平田昌史，白神新一郎，清水英樹，福田淳，川鍋修，野村忠明：プラスチックボードドレーン打設機の油圧抵抗を利用した地質推定手法の開発，土木学会論文集， Vol.67，No.3，pp358-371，2011.

回転式破碎混合工法を用いた堤防盛土用固化破碎土の製造

○道路工業株式会社 畠山 誠^{*1}
道路工業株式会社 蔵谷 誠二^{*2}
株式会社ドーコン 畠山 潔芽^{*3}
株式会社ドーコン 高橋 秀彰^{*4}

1. はじめに

近年、異常気象に伴い全国で多発している豪雨災害は人々の生活に甚大な被害をもたらしている。北海道内で発生した豪雨災害の中では昭和 56 年 8 月の洪水災害が最大であり、当時 22,000 戸以上の家屋が被災し社会や経済にも多大な影響を残した。その後も洪水被害は度々発生しており、治水対策は急務となっている。

治水対策の一つとして遊水地事業がある。その遊水地事業に使用される堤防盛土材料は、河道掘削や現場内掘削によって発生した土砂を使用するのが一般的であるが、軟弱地盤地帯で発生する粘性土は含水比が高く何らかの対策を施さなければ再利用が困難な場合が多い。そのため、従来は曝気乾燥や粒度調整等が採用されてきたが、工期短縮、コスト削減、更に環境負荷軽減等が要求される中、発生土をセメントで固化処理後に破碎して盛土材料として利用する「固化破碎土」の取り組みが注目されている。

セメント改良は、改良土の剛性が高く盛土の沈下に対する追従性が懸念されることや、従来工法での施工ムラによる品質の不均一性が課題とされていた。しかしながら近年では、長期強度を抑制し剛性を抑えた固化材が開発され、高含水比発生土の均一な攪拌混合が可能な「回転式破碎混合工法」の組み合わせにより堤防盛土材料としての「固化破碎土」への関心が高まっている。本報告は「回転式破碎混合工法」の概要と堤防盛土用固化破碎土の製造事例について紹介するものである。

2. 回転式破碎混合工法概要

回転式破碎混合工法とは、円筒形の鋼製筐体内で高速回転するチェーンの打撃力で改良母材を解きほぐすと共に、改良材の均質な混合を同時に行う土質改良技術である（図-1）。回転式破碎混合機本体の中心には、縦に設置されたシャフトに 3 段各 4 本のチェーンが装着されている。高速回転するチェーンで破碎混合された攪拌土はそのまま自由落下して排出される。一部の土砂は筐体に叩きつけられることで筐体に付着するが、この筐体はチェーンとは独立して低速回転しており、付着した攪拌土は未稼働部に固定されたスクレーパブレードにより掻き落とされ更に下部のチェーンにより破碎混合される構造である。

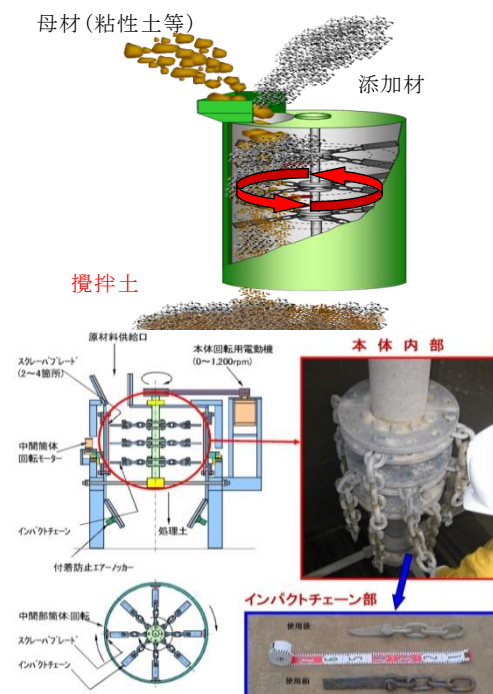


図-1 回転式破碎混合工法概念図

*1 Makoto Hatakeyama	札幌市南区川沿 17 条 2 丁目 4 番 14 号	・TEL 011-571-0831・FAX011-571-0836
*2 Seiji Kuratani	札幌市南区川沿 17 条 2 丁目 4 番 14 号	・TEL 011-571-0831・FAX011-571-0836
*3 Kiyome Hatakeyama	札幌市厚別区厚別中央 1 条 5 丁目 4 番 1 号	・TEL 011-801-1570・FAX011-801-1571
*4 Hideaki Takahashi	札幌市厚別区厚別中央 1 条 5 丁目 4 番 1 号	・TEL 011-801-1570・FAX011-801-1571

3. 設備概要

プラントの基本設備は上述の回転式破碎混合機本体の他、粘性土供給設備、計量器付き投入ベルコン、固化材貯蔵サイロ、固化材供給装置、排出ベルコンで構成される（図-2）。

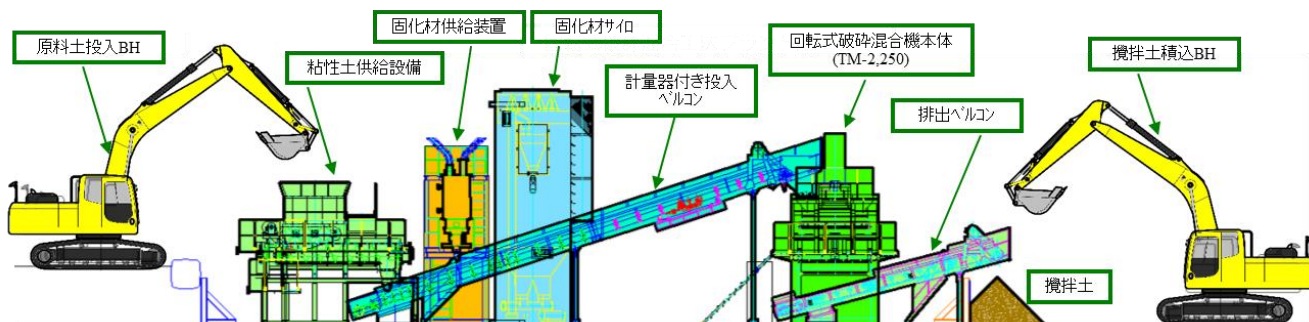


図-2 回転式破碎混合工法 プラント概要図

また、回転式破碎混合機には処理能力等により数種類の機種を取り揃えており、現場の規模や条件により適切な機種選定が可能である。更に供給機やベルコンを追加することで母材や添加材の複数種混合・添加も可能となる。表-1 に回転式破碎混合機の代表的な機種と諸元を示す。

プラントのオペレーションは操作室にて一括管理される（写真-1）。土砂ホッパーや一軸供給機吐出口等の稼働状況はモニターで管理されており、異常があれば操作盤（タッチパネル）より即座に対応できる仕様になっている。また、攪拌土製造量、セメント吐出量等をパソコン画面で確認することができる。

表-1 回転式破碎混合機 代表的機種

	TM-2250	TM-1500
機 械 名		
本 体 直 径	φ 2,250mm	φ 1,500mm
処理能力	混合時 800～1000m ³ /日	400～500m ³ /日
	破碎・混合時 400～600m ³ /日	250～350m ³ /日
特徴	配合管理 重量管理	重量管理
	適用最大粒径 φ 250mm	φ 200mm
	高含水比粘性土対応性 可能	可能
コスト	混合費 ◎低い	一標準
	設備費 ×高い	一標準
	運搬費 ×高い	一標準
	トータルコスト（コスト順位） ○やや低い（1）	一標準（2）
適用現場タイプ	大規模現場向き	中規模現場向き
	プラント型	プラント型
	3発生土+添加材まで	3発生土+添加材まで

4. 固化破碎土

トラフィカビリティ改善のためのセメント改良の場合には比較的初期に強度が期待されることから添加量が多くなる傾向にある。そのため時間の経過とともに強度が過大となる。堤防盛土材料の場合には施工後の盛土の沈下に対する追随性が必要となることから不必要に剛性の高い材料は不適となる。寒地土木研究所による「固化破碎土」の考え方は、改良土を所定期間養生した後に破碎することで固化材添加量を低減し、転圧時のトラフィカビリティを確保するとともに剛性を抑え、材料の変形追随性を有する材料の造成法として期待される改良手法である（図-3、図-4 参照）。

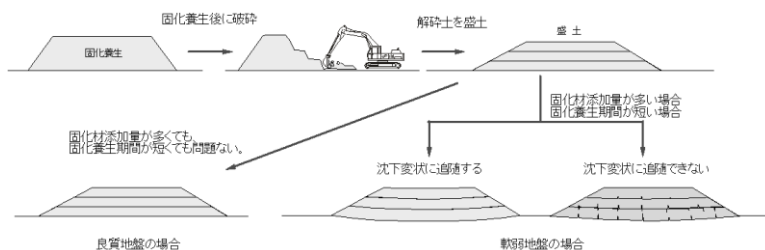


図-3 固化破碎土概念図



写真-1 プラントオペレーション状況

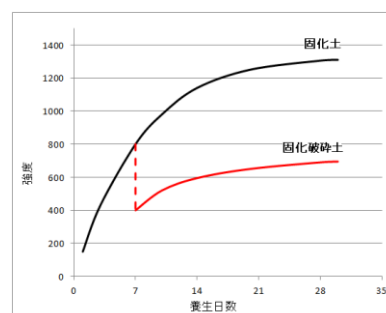


図-4 固化破碎土強度特性概念図

5. 施工事例

5. 1. 現地概要

- ・工 事 名：石狩川改修工事の内 江別太遊水地攪拌土造成工事
- ・工 期：平成 30 年 5 月 1 日～平成 30 年 11 月 20 日
- ・施工場所：北海道江別市地内
- ・発 注 者：株式会社泰進建設

(元発注者：北海道開発局 札幌開発建設部 江別河川事務所)

- ・施工数量： $V=110,000\text{m}^3$ （セメント攪拌土製造）

当該工事は改良土量（地山土量） $V=110,000\text{m}^3$ のセメント攪拌土を、2 基の回転式破碎混合機(TM-2250)で製造する工事である。写真-2 に現地概要図を示す。



写真-2 現地概要図

5. 2. 事前調査

事前調査は室内配合試験に先立ち、掘削エリアの土層の確認及び本試掘箇所を決定するための含水比測定用試料採取を目的に実施した（図-5）。一般に、固化対象土の含水比が高い場合、所要強度を得るための固化材添加量は多くなるため、室内配合試験においては対象粘土の含水比を指標とした。試掘の結果、上層に泥炭層が 1.5～3m 程堆積しており、その下層に今回の改良対象粘土層が堆積する（図-6）。

各掘削箇所において改良対象粘土を深度方向に 4 試料毎採取して含水比を測定した。その結果、各地点の含水比は $w_n=42.2\sim53.0\%$ であった。そのため、改良対象粘土の含水比のばらつきを考慮して、含水比が最も高い $w_n=53.0\%$ の地点（SP500-25）で配合試験用試料土採取の他、現場密度試験を実施した。

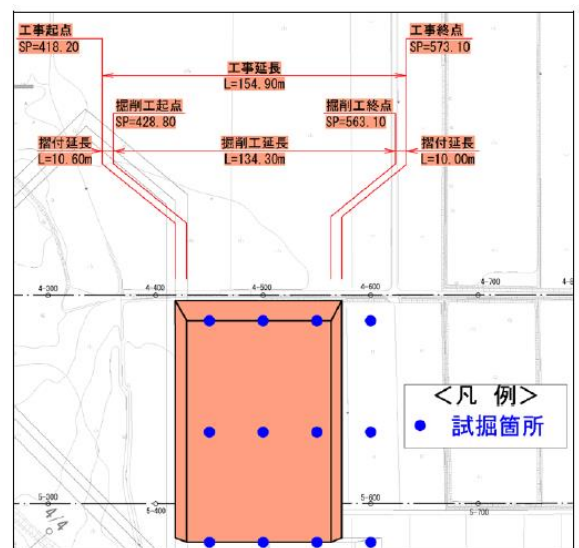


図-5 掘削箇所平面図

5. 3. 室内配合試験

①固化材・添加量

改良対象粘土の物性値の把握、および設計強度を満足する添加量決定を目的として室内配合試験を実施した。配合試験に用いる固化材は昨年の試験施工の実績を踏まえ、比較的安価で初期強度発現後の強度増進が抑制され河川堤防用固化材として開発された「ETR3」を採用した。添加量は含水比試験の結果、および昨年の室内配合試験結果を参考として 40kg/m^3 、 50kg/m^3 、 60kg/m^3 の3水準とした。

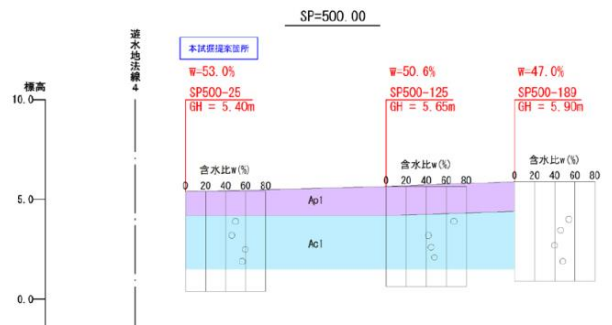


図-6 土層断面図

表-2 改良対象土の基本的物性値

	土質	含水比 w_n (%)	土粒子 の密度 ρ_s (g/cm^3)	粒度分布				地盤材料 の分類名	分類 記号	液性 限界 W_L (%)	塑性 限界 W_p (%)	塑性 指数 I_p (%)
				礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)					
本年度	粘土	47.3	2.691	0.0	0.1	51.1	48.8	粘土 (低液性限界)	CL	44.1	22.5	21.6

②基準材齢

固化破碎土の破碎前の養生期間の設定は、期間が長いほど盛土時の強度確保に有利となるが、工期増大、必要置土ヤード面積の増大といったデメリットもある。

セメント安定処理土の強度は水和反応で材齢7日までは顕著に伸びる傾向があり、それ以降は養生期間を長くするメリットは小さいことが昨年の試験施工により確認されている。したがって、配合後7日間置土養生したものを破碎（突き固め）した材料でコーン指数を計測し所要強度を満足する添加量を決定した（図-7）。

③試験結果

改良対象粘土の基本的物性値を表-2に示す。室内配合試験結果、材齢7日における固化破碎後の目標強度 $q_c \geq 400\text{kN/m}^2$ を満足する固化材添加量は 50kg/m^3 となった（図-8）。

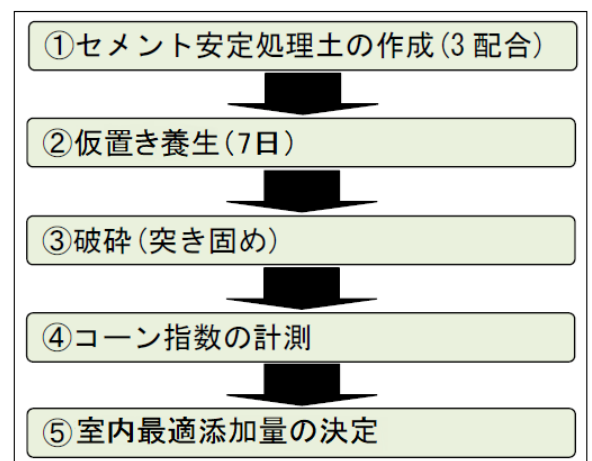


図-7 室内配合試験フローチャート

5. 4. 転圧試験

改良対象粘土の含水比等の性状のばらつきを考慮して、現場最適添加量を決定するために実機で攪拌土を製造し、7日間仮置き養生後に破碎してから転圧試験を実施した（図-9）。室内配合試験結果をベースに実機にて攪拌土を添加量 50kg/m^3 、 55kg/m^3 、 60kg/m^3 、 65kg/m^3 の4水準となるよう製造し実施した。その結果、 $q_c \geq 400\text{kN/m}^2$ を満足する固化材添加量（現場設計添加量）は 55kg/m^3 に決定した（図-10）。この時の現場/室内強度比は1.5:1となった。

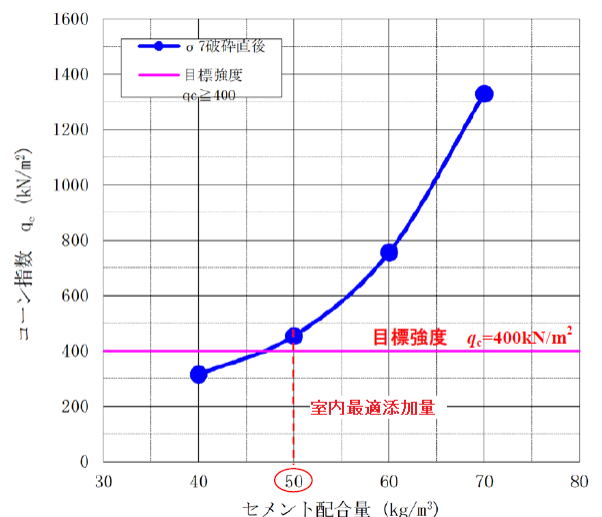


図-8 室内配合試験結果

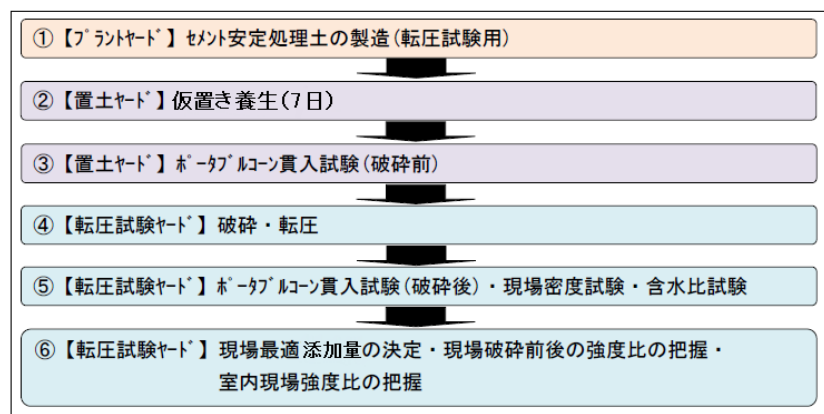


図-9 現場転圧試験フローチャート

また、その時の締固め度 $D_c=90\%$ を満足させることができる最適転圧回数はコンバインドローラー×6回となった。

5. 5. 攪拌土の品質管理

①セメント添加量

回転式破碎混合工法では計量ベルコンで計測した改良対象土（母材）の質量で施工土量（容積 m^3 ）を管理する。本工事での管理法は、当該エリアで調査済みのデータ及び本年度の試掘の土質データから得られた母材の含水比と単位体積湿潤質量の関係（図-11）から、日々の含水比を測定して1日の施工土量を算出した。含水比の計測は午前と午後の2回測定して管理に反映させた。なお、母材に添加される固化材の吐出量は回転式破碎混合機本体のインバータ制御により母材吐出量に応じた量が吐出されるよう制御されている

②強度管理

盛土施工後に実施したオランダ式コーン貫入試験結果をポータブルコーン貫入抵抗値に換算（ $q_c \div 0.741 q_{cd}$ ）した結果、バラツキはあるものの概ね $q_c=1.0MN/m^2$ 前後の強度が得られており、施工機械が要するトラフィカビリティ $q_c=0.4MN/m^2$ を満足する結果となった（図-12）。

③密度管理

固化破碎土の締固め管理は一般的な土質材料と同様に締固め度による管理が可能であり、含水比が高いほど締固め度を得られにくい傾向がある。本工事では母材の自然含水比 $w_n=41.0\sim57.6\%$ の範囲で、盛土時の含水比は最大で13.4%減（ $51.7\% \rightarrow 38.3\%$ ）、最小で6.0%減（ $43.3\% \rightarrow 37.3\%$ ）となった（図-13）。その時の締固め度は $D_c=94.1\sim90.7\%$ となり、全ての地点で基準値（ $D_c \geq 90\%$ ）を満足した（図-14）。

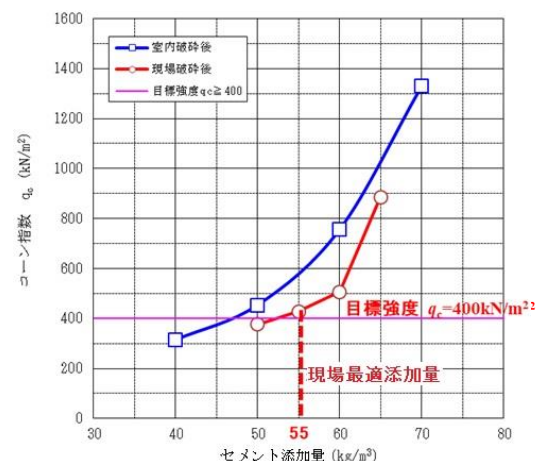


図-10 現場最適添加量の決定

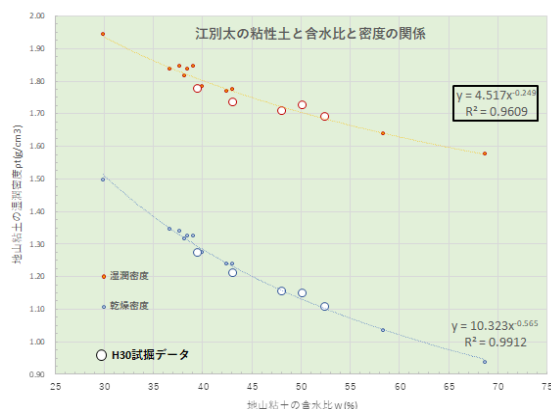


図-11 含水比と湿潤質量の相関関係

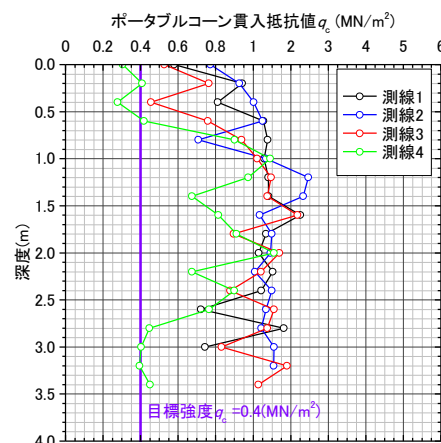


図-12 盛土後のポータブルコーン貫入抵抗値

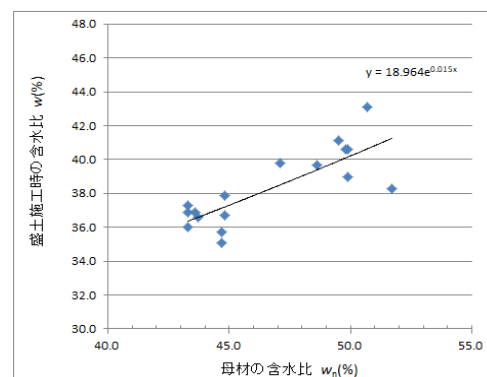


図-13 母材と盛土施工時の含水比

④難透水性

堤防盛土に必要な難透水性として $1 \times 10^{-5} \text{m/s}$ 以下の透水係数が必要となるが、本施工による固化破碎土の透水係数は $1 \times 10^{-9} \text{m/s}$ 以下となり、十分な難透水性を有することが確認された。

⑤混合品質

フェノールフタレイン噴霧による反応確認(写真-3)により混合精度を適宜確認した。反応確認は吐出された改良土塊を切断した断面にて実施し、土塊内部まで均一にセメントが混合されていることを確認している。

⑤変形性

軟弱地盤上の堤防盛土材料は圧密沈下による変形を受けるため、変形に追随し、崩壊・亀裂等の漏水が生じない材料である必要がある。そこで改良前後で一軸圧縮試験による変形挙動を比較した結果、固化破碎土の応力曲線はピーク後にコンクリート供試体の様な脆性的な破壊をするのではなく、緩やかに強度低下しピークの 50%前後に収束する傾向が見られ、一般的な粘性土に近い挙動を示しており、固化破碎土は概ね一般的な粘性土と同程度の変形性を有していることを確認した(図-15)。

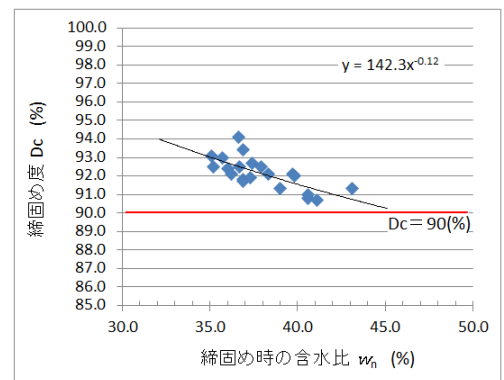


図-14 締固めデータ



写真-3 フェノールフタレイン反応確認

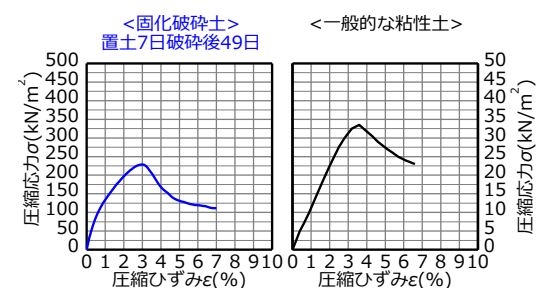


図-15 一軸圧縮試験結果

5. 6. 時間当たり施工土量

本施工の結果から単位時間当たり施工土量は概ね $70 \sim 110 \text{m}^3/\text{h}$ の範囲であった。施工土量と母材の含水比にはある程度相関がみられ、含水比が高く軟らかい粘土ほど施工量が伸びる傾向があった(図-16)。

なお、当該工事の設計時含水比 $w_n = 47.3\%$ (表-2)のケースでは、時間当たり施工土量はグラフより $V_h = 85 \text{m}^3/\text{h}$ と推定される。

累積の施工土量については、胆振東部地震等による工事中断があったものの、プラント2基で施工開始から実働約85日間で $110,000 \text{m}^3$ の攪拌土を製造した。

6. まとめ

今回の施工で得られた知見を以下に記す。

- ① 改良対象土はほとんど砂分を含まない均質な粘土(含水比 $w_n = 41.0 \sim 57.6\%$)であり、回転式破碎混合工法によるセメント安定処理の施工土量は $70 \sim 110 \text{m}^3/\text{h}$ の範囲であった。
- ② 室内配合試験の結果、目標強度 $q_c = 400 \text{kN/m}^2$ を発現するのに必要な固化材添加量は 50kg/m^3 となった。一方、現場最適添加量の決定では、転圧試験の結果、強度 $q_c = 400 \text{kN/m}^2$ 以上、および締固め度 $D_c = 90\%$ 以上を満足させる添加量は 55kg/m^3 となった。この時の現場/室内強度比は 1.5:1 であった。

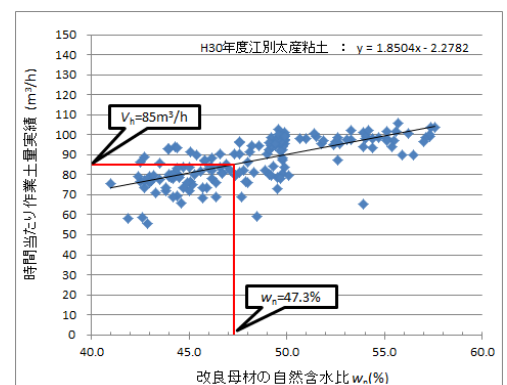


図-16 含水比と時間当たり施工土量

- ③ 固化材添加量は母材の体積に対する質量で設計されている。また、母材の含水比の範囲は 41.0～57.6% とバラツキが大きいため、施工時には午前と午後の作業前に母材含水比を測定し相関式を用いて単位体積湿潤質量を求めて設定を補正し、セメント添加量の 55kg/m^3 が一定となるような手法を用いた。
- ④ 強度については施工機械が要するトラフィカビリティ $q_c=0.4\text{MN/m}^2$ を満足した。密度においても、基試験値全てが準値である $D_c \geq 90\%$ を満足した。変形性については一軸圧縮試験の結果、一般的な粘性土に近い変形性を有していることを確認した。透水係数は $1 \times 10^{-9} \text{m/s}$ 以下であり堤防盛土に必要な難透水性を確保できた。以上より、本施工による固化破碎土は堤防盛土に必要な材料特性を満足する材料であることが確認された。

7. あとがき

平成 30 年 9 月時点で、全国で 212 件、延べ $6,066,000\text{m}^3$ もの施工実績を有する回転式破碎混合工法は、低コストで環境負荷軽減が可能であり、汎用性が高いと考えている。また、従来工法と比較すると攪拌効率が極めて高く、固化破碎土の手法を採用することで固化材添加量を低減することが可能になる。堤防盛土材料のみならずあらゆる方面で活躍することを期待したい。

8. 謝辞

最後になりましたが、本書作成に当たり北海道開発局札幌開発建設部江別河川事務所ならびに株式会社泰進建設様、株式会社田端本堂カンパニー様にはデータの提供等ご協力いただきましたこと、末筆ながら心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 北海道開発局：石狩川直轄河川改修事業 再評価原案準備説明資料、2010
- 2) 独立法人土木研究所 寒地土木研究所：北海道における不良土対策マニュアル、2013.4
- 3) 畠山潔芽、高橋英彰、蔵谷誠二、中島典昭：回転式破碎今後工法による堤防盛土材料のセメント安定処理事例、第 58 号地盤工学会北海道支部技術報告集、2018.1
- 4) 回転式破碎混合工法研究会：回転式破碎混合工法リーフレット

多機能型エポコラム Taf 工法の概要と 既設残置 RC 杭の破碎・同時攪拌地盤改良施工事例

室蘭開発建設部 苫小牧道路事務所 田中健司^{*1)}、河原井 智^{*2)}
小野田ケミコ株式会社 木下和徳^{*3)}、立石光一^{*4)}、
西尾 経^{*5)}、竹田敏彦^{*6)}
エポコラム協会 高倉功樹^{*7)}、木寺智則^{*8)}
中央大学研究開発機構 齋藤邦夫^{*9)}

1. はじめに

道路や橋梁などのインフラ施設は、社会環境ならびに経済需要に応じて合理的な仕様に更新する必要がある。すなわち、既存道路の拡幅や橋梁の耐震補強などは、ストック効果となって市民生活の質や安全性が向上し、生産活動の一層の活性化が促される。

しかしながら、これを施工的観点から考えたとき、旧構造物を支えた地盤には様々な改良・改変が加えられていることから、更新時や場合によっては補強工事の際に妨げとなる場合が少なくない。

本来の施工に先行して障害物を撤去したり、補助工法を適用してトラブルを未然に防ぐ工程が必要となるため、新設工事にはないコストを別途考慮する必要もある。

もしも、こうした問題を回避することが出来れば、工費・工期的に大きなメリットになる。

本稿では、様々な改良困難要因を有する地盤環境にエポコラム Taf 工法を適用した事例を分析・整理することを試みた。

その上で、エポコラム Taf 工法を用いて改良困難地盤を克服した事例として、北海道内の跨線道路橋の更新工事において、基礎地盤内に残置された RC 杭を破碎、混合・攪拌をした工事実績を紹介する。

2. エポコラム Taf 工法の多様な地盤環境への適用概要

2.1 改良困難地盤構成の分類^{3), 4)}

構造物は陳腐化、機能不足、用途変更によって廃棄または更新される。特に後者の場合、構造物が撤去された地盤内には、構造物の旧基礎杭、埋設物あるいは地盤改良柱体等が地中に残置されていることが多い。これまでの経験より、地盤の改良施工を妨げる地盤条件を集計し分析すると、およそ次の三つに区分できる。

- 1) 基礎杭などの力学特性が著しく異なる材料（既改良杭体を含む）が建て込まれている。
- 2) 軟弱地盤上に既に改良あるいは改変が施されている。
- 3) 巨礫、 N 値の高い礫質土、あるいは土丹のような非常に硬質な土層を有する。

さらに近年、地震などに対する耐震補強事業あるいは防災事業が幅広くに行われているが、こうし

*1)Kenji TANAKA	北海道苫小牧市日吉町 2-1-5	TEL:0144-72-5165	FAX:0144-72-6247
*2)Tomo KAWARAI	北海道苫小牧市日吉町 2-1-5	TEL:0144-72-5165	FAX:0144-72-6247
*3)Kazunori KINOSHITA	北海道札幌市中央区北 1 条西 13-4	TEL:011-219-6560	FAX:011-219-7887
*4)Kouichi TATEISHI	北海道札幌市中央区北 1 条西 13-4	TEL:011-219-6560	FAX:011-219-7887
*5)Wataru NISHIO	東京都千代田区神田錦町 3-21	TEL:03-6386-7043	FAX:03-6386-7023
*6)Toshihiko TAKEDA	東京都千代田区神田錦町 3-21	TEL:03-6386-7043	FAX:03-6386-7022
*7) Kouki TAKAKURA	福岡県福岡市博多区博多駅前東 2-5-1	TEL:092-412-0263	FAX:092-412-4889
*8)Tomonori KIDERA	福岡県福岡市博多区博多駅前東 2-5-1	TEL:092-412-0263	FAX:092-412-4889
*9)Kunio SAITOH	東京都文京区春日 1-13-27	TEL:03-3817-1610	FAX:03-3817-1606

た既存構造物を対象にした地盤改良工事では、当該構造物はもちろん近接構造物の基礎構造について十分な配慮と技術的用意が必要であることを指摘したい。

図-1 は地中障害改良困難層におけるエポコラム Taf 工法による施工事例であり、人工的に地盤が改変されたケース、または高 N 値地盤が介在したケースに遭遇した場合をイメージ図にて描いたものである。

図-1(a)は、上部構造物が撤去され、地盤内に既設 PC 杭が建て込まれたまま残置された状況を示す。図-1(b)では、ドレーン材が原地盤に取り残された場合を示す。また、図-1(c)は表層部分に浅層固化処理されているケースである。経年履歴が数十年を経過している場合

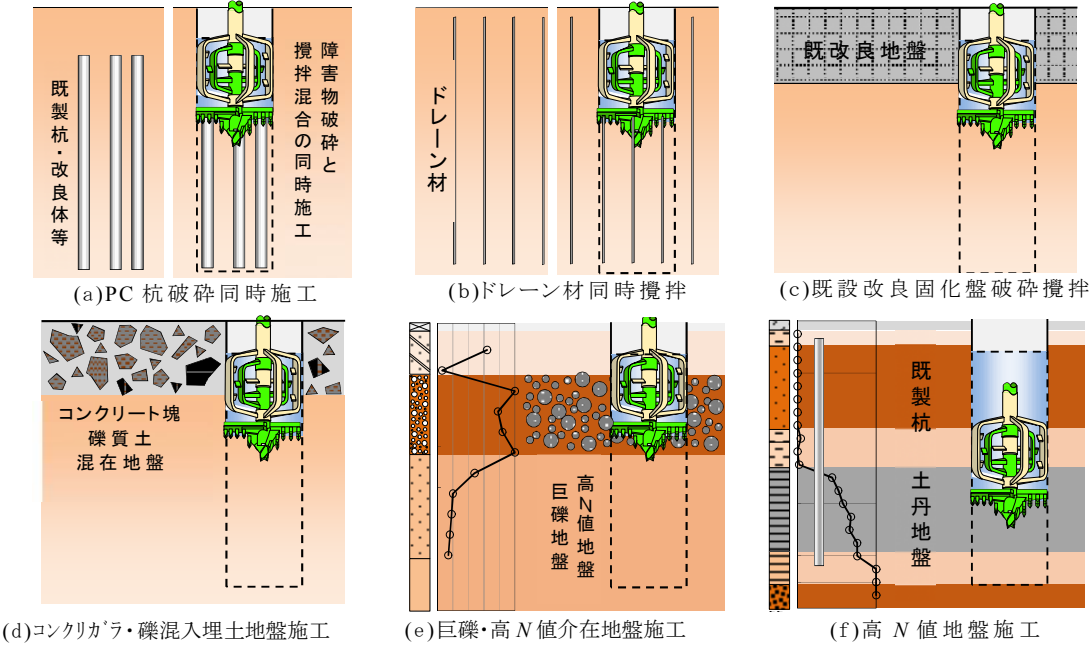


図-1 各種地中障害改良困難地盤層に遭遇した場合の Taf 施工概念図 ⁴⁾

表-1 Taf 工法による残置・混在地盤、地中障害改良困難地盤の破碎・攪拌同時施工事例 ⁴⁾

地盤構成	地盤種類	地中障害物性状等	地中障害物層厚等	改良径	施工目的	実績件数
改良・改変地盤	PC杭、RC杭打設地盤	杭径 ϕ 350~450mm	配置P@1.0m~2.5m	ϕ 1.6~2.3m	既設杭破碎・攪拌同時混合攪拌	39 件
	ドレーン材配置地盤	PD引張強度 2.5kN/製品幅	幅 94mm×厚 3.9mm 打設P@1.2m×1.2m	ϕ 1.6~2.3m	破碎・攪拌同時混合攪拌	6 件
	既地盤改良地盤	残置改良径 ϕ 1.0~1.6m	経年: 数ヶ月~20 数年 $q_{umax}=5,800\text{kN/m}^2$	ϕ 1.6~2.0m	仮設残置、障害層高止まり改良杭、 固化盤下部一体化等同時混合攪拌	10 件
	残置コンクリート塊混在地盤	ガラ径 50~300mm コンクリートガラ等	層厚 1~8m	ϕ 1.6~2.0m	埋土地盤攪拌混合	30 件以上
自然地盤	巨礫混入地盤	粒径 ϕ 150~300mm	層厚 1~3m	ϕ 1.6~2.3m	破碎・攪拌同時混合施工	50 件以上
	土丹地盤	$N=20\sim40$ 固結シルト層	層厚 7m	ϕ 1.6m	攪拌混合	1 件
	高 N 値地盤	$N=10\sim50$ 砂礫層	層厚 2~7m	ϕ 1.6~2.3m	攪拌混合	100 件以上



(a)PC 杭破碎同時施工



(b)既設改良固化盤破碎施工



(c)玉石礫質土施工

写真-1 Taf 工法による地中障害改良困難層の施工状況

も多く、固化強度は $qu > 5,000 \text{ kN/m}^2$ にも達することもある。図-1(d)は廃棄物処分されたコンクリート塊や礫質土で埋め立てられた場合である。礫質土では、含まれる礫の粒径や層厚によるが、特に廃棄物処分された土砂中には巨礫が混入したりすることもしばしば経験されるところである。さらに図-1(e), (f)では自然地盤において強固な礫質地盤、あるいは土丹層下に地盤改良対象層が存在するケースである。いずれのケースも軟弱地盤とは異なり非常に硬質であり、一般的な機械攪拌工法を直接適用すると施工の支障となる。

2.2 エポコラム Taf 工法の地中障害改良困難地盤への適用実績

表-1 は既設 PC 杭等が残置されたような改変された人工地盤や、自然地盤中の中間層に高 N 値砂層地盤や巨礫混入層地盤等が介在した地盤へのエポコラム Taf 工法（以下、Taf 工法と略記する）の適用実績である。地盤性状、地中障害中間層厚および適用した施工改良径、施工目的等の施工実績件数の情報も併せて示す。また写真-1 には地中障害改良困難地盤において、Taf 工法の複合相対攪拌翼による施工状況を示す。

3. エポコラム Taf 工法の改良メカニズムと適用性

3.1 エポコラム Taf 工法の概要

写真-2は複合相対攪拌方式の Taf 工法の攪拌装置の全景である。Taf 攪拌翼は、外翼 A（3 枚）、中翼 B（2 枚）および芯翼 C（2 枚）から成る籠状構造から構成される。また軸端には螺旋状の突出した先行掘削部と掘削水平翼部を有し、それぞれに先鋭状の爪を配した掘削 Taf ヘッド（D）がある。この外翼、中翼、芯翼が相互に反転回転して攪拌混合するメカニズムから、本工法は複合相対攪拌工法と呼ばれる。土塊は仰角を付けた掘削ヘッドの爪で掻き起されて籠状翼内に導かれ、低速ではあるが高トルク下で相互に反転する芯翼→中翼→外翼間を通過する過程でせん断・解砕を受けながら固化材スラリーと均一に攪拌混合される。その三つの攪拌翼を相互に反転回転させることで土壌の「共回り」、「連れ回り」現象が抑制される。攪拌翼駆動のトルクは、最大 $355 \text{ kN} \cdot \text{m}$ （回転数 4.8 rpm ）であり、従来工法に比べて約 3 倍もの高出力を有し、地中障害物や改良域内に介在する高 N 値地盤をも掘削・攪拌施工することができる¹⁾。

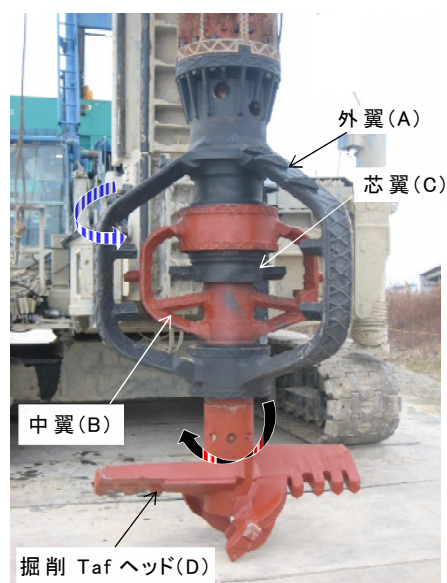


写真-2 エポコラム Taf 攪拌装置全景

3.2 Taf 工法の既設 PC 杭破碎メカニズム

Taf 工法の攪拌翼装置の特徴のひとつに既設 PC 杭の破碎・同時攪拌に効果的な掘削ヘッドの構造であり、その PC 杭の破碎、PC 鋼線の巻き取りメカニズムは、図-2 に示すように考えられる。すなわち、攪拌翼の掘削ヘッドが PC 杭を押し潰すように破壊し、PC 鋼線は掘削ヘッドの回転と共に突出した先端掘削ヘッド部に巻き取られ、さらにこれに伴って杭の破壊が促される。PC 鋼線の一部は攪拌翼間に到るが、3 枚の攪拌翼が相互に反転するため、PC 鋼

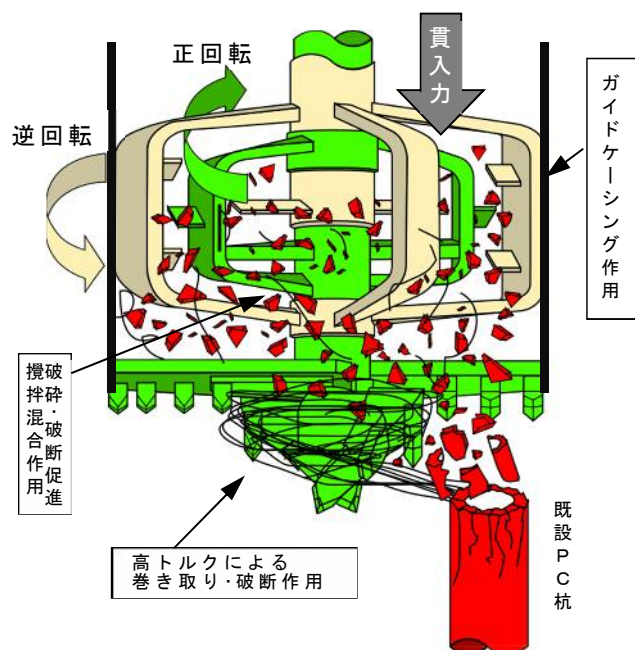


図-2 Taf 工法による残置 PC 杭破碎イメージ図

線は強制的な引張り力を受けて破断され、この一部の PC 鋼線が改良体内に取り残される。また一般的な羽根翼構造では地中障害物に接触した場合に攪拌軸に偏芯が生じやすい。しかし、Taf 工法では回転軸を中心として 3 方向に等角度で装着された外翼の鉛直翼部が回転をしながら外周地盤と常に接触することで、外周壁がガイドケーシングの役割を果たす。そのため既設 PC 杭に接触しても芯ずれを起こすことなく偏芯が抑止される。

表-2 エポコラム工種区分と適用性

工法区分	適用性	攪拌翼径
エポコラム工法	標準対応	φ 0.8m～φ 1.6m
	硬質地盤対応	φ 1.5m～φ 1.6m
Loto 工法	大口径施工	φ 1.8m～φ 2.5m
Taf 工法	超硬質地盤対応	φ 1.5m～φ 1.6m
	地中残存物対応	φ 1.5m～φ 2.5m
Pls 工法	低変位施工	φ 1.5m～φ 2.5m

3.3 エポコラム工法の工種分類と適用

エポコラム工法の改良径の仕様は、多様な地盤環境や施工環境に応じることができ、表-2 にその適用対象と攪拌翼径の区分を示す。それぞれの地盤や環境の機能性によって工法区分を 4 種類に分類している。表中のエポコラム工法は攪拌翼径が最大 φ 1.6m、改良断面積 $A=2.01\text{m}^2$ を標準型とし、高トルク仕様の硬質地盤対応型が用意されている。一方、施工コストを大幅に削減することを目的に、攪拌翼径を φ 1.8～2.5m、改良断面積 $A=2.55\sim 4.91\text{m}^2$ に大口径化した機種を Loto 工法と呼称する。Taf 工法は前記の 2 工種の先端部に螺旋状の掘削ヘッドを装着して掘削性能の大幅な向上を図り、転石や残置既製 PC 杭等の地中残存物地盤に対応可能であり、同工法の改良径も φ 1.5～2.5m が適用範囲である。また、Pls 工法は地盤変位の抑制を目的とした低変位施工型で改良径 φ 1.5～2.5m が適用できる。

4. 道内における残置既設 RC 杭の同時攪拌・破碎施工事例

4.1 事業概要

営業鉄道線を跨ぐ主要道路の跨線橋は、築 50 年以上が経過し、大規模地震発生時の落橋・倒壊等の重大な事態が想定された。当橋の架け替え事業では耐震性能の向上と併せ、道路の車道拡幅・歩道整備を結びつけ、災害あるいは緊急時の輸送機能の向上を狙いとし計画されている⁵⁾。

当該工事における地盤改良は、新設される跨線橋までのアプローチ部分の上下線延長約 500m に亘る盛土の沈下防止対策である。ただし、前述したように現盛土本線部と側道下の地盤内には、盛土の支持を目的とした直径 φ 300mm の鉛直杭や斜杭が残置されている。また、本線道路は約 2 年間の全面閉鎖としているが、主要幹線道路でもあり地域住民の生活環境への負担軽減として工期の短縮が望まれている。

4.2 Taf 工法による地盤改良概要

(1) 既設 RC 杭の除去対策

図-3 は補強土壁による新設道路拡幅部分の代表断面である。道路盛土の拡幅を行うに当たり、現道の L 型擁壁を解体・撤去した際に、擁壁部の基礎杭として用いられていた既設 RC 杭の除去処理が課題となった。

既設 RC 杭は既設擁壁跡の縦断方向の約 500m の両側に、直径 φ 300mm×深度約 5m で、0.9m ピッチに鉛直杭 2～3 本、斜杭 1～2 本が配置されている。既設 RC 杭本数は延長区間 100m 当り鉛直杭約 300 本、斜杭約 280 本となる。これらの既設 RC 杭は当初計画では全旋回式オールケーシング工法によって、RC 杭を除去した後に砂質土で埋戻し、その後に中層混合処理工法による地盤改良が計画された。しかしながら、既設 RC 杭は長年の経年経過により老朽化が著しく RC 杭自体も脆く、一部破損部分も確認されるなど完全な撤去が困難と判断された。また、地盤改良層には N 値 > 20 の砂質地盤も介在し、中層混合処理工法の適用も懸念された。

quck=400～1400 kN/m² が設定された。

本施工に至る前に試験施工において、室内配合試験で決定した固化材混入量を基に、最終的な固化材配合量を決定した。試験施工の位置は破碎した RC 杭の破片が骨材として混入した場合に、破碎された粒径の量や大きさによっては改良強度に影響を及ぼしかねないことから、既設 RC 杭のない位置にて実施した。その結果、現場配合量は有機質土層で $aw=305\text{kg/m}^3$ 、砂質土層では設計改良強度に対応させて $aw=100\text{kg/m}^3$ 、または $aw=120\text{kg/m}^3$ とした。

4.3 既設 RC 杭の杭破碎・同時攪拌混合の施工性

エポコラム Taf 工法による既設 RC 杭破碎・同時攪拌施工では、図-3 の改良配置図に示したように、改良径 $\phi 1.5\text{m}$ に対し、3 本～4 本の既設 RC 杭が接触する。また斜杭にも接触している。図-5 は Taf 攪拌翼の掘削抵抗を示す電流値で、既設 RC 杭を破碎した場合と、既設 RC 杭なしの箇所を各 4 本ずつ比較した。攪拌抵抗の電流値は既設 RC 杭の有無に係らず、300A 程度であり、複数本の既設 RC 杭の接触による抵抗は確認されなかった。むしろ、下層部の N 値の高い礫質土の電流値は 550～600A 程度と掘削抵抗が大きく、それに伴い貫入速度も低下している。

既設 RC 杭の鉄筋は、Taf 攪拌翼が引き上げられた際に Taf 先端ヘッドに巻き付いてくる。写真-3 は巻き付き状況を示す。また写真-4 は巻き付いた鉄筋を回収した状況である。鉄筋径は $\phi 5\sim 12\text{mm}$ が確認された。

写真-5 は旧跨線橋に隣接する副道の生活道路沿いに家屋が建ち並ぶ位置における Taf 工法の施工状況である。施工環境において、既設 RC 杭の破碎施工時の騒音および振動は法定基準値以下であった。しかし下層部の砂礫層の削孔時にやや振動を伝えるようである。また近接した既設家屋への変位等の影響は、低変位施工型のエポコラム Pls 工法を併用した効果も寄与しており特段なかった。

4.4 改良体の品質管理

本工事における Taf 工法の品質管理は、北海道開発局「道路・河川工事仕様書」に準じた。Taf 工法の管理では、Taf 処理機に取り付けた各種計測機器から送信される改良仕様のデータを基に、深度、施工速度、固化材スラリー注入量等の制御を行い、一連の施工データを管理し、ばらつきの少ない改良体を造成するシステムを用いている。

写真-6 は Taf 改良杭体の出来形の状況である。改良径 $\phi 1.5\text{m}$ が延長方向に接円で、横断方向にはラップし計画通り造成されている。改良体杭頭表面部には既設 RC 杭の破碎された破片残滓は目視においては確認できなかった。

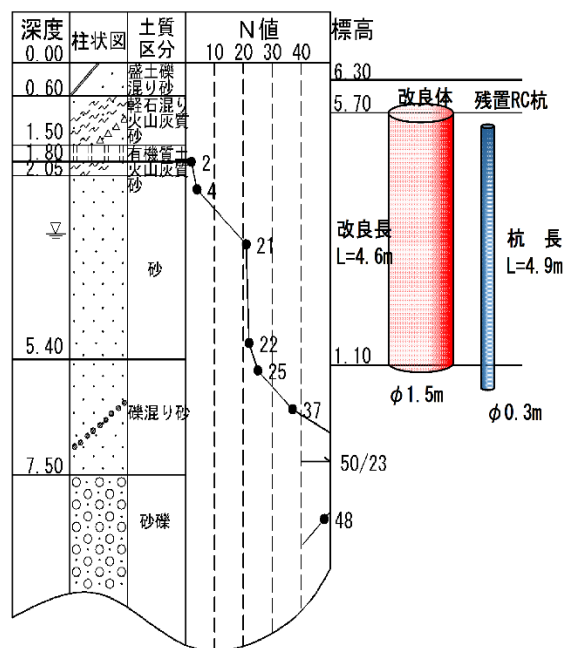


図-4 土質柱状図と Taf 改良体位置図

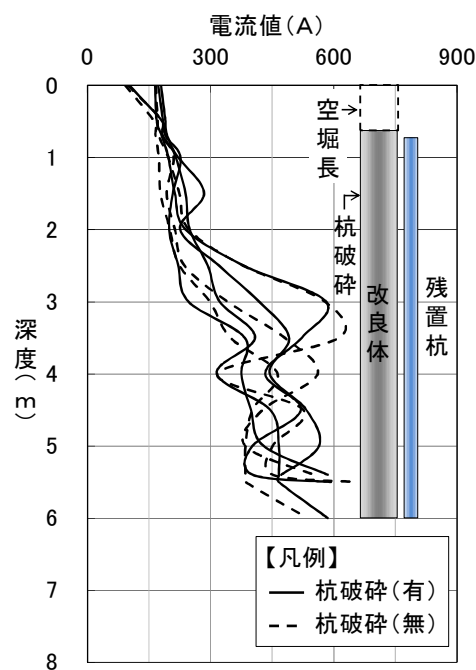


図-5 Taf 施工電流値の比較



写真-3 Taf 先端ヘッドへの鉄筋巻付き状況



写真-4 巻き付きした鉄筋の回収状況



写真-5 エポコラム Taf 施工状況

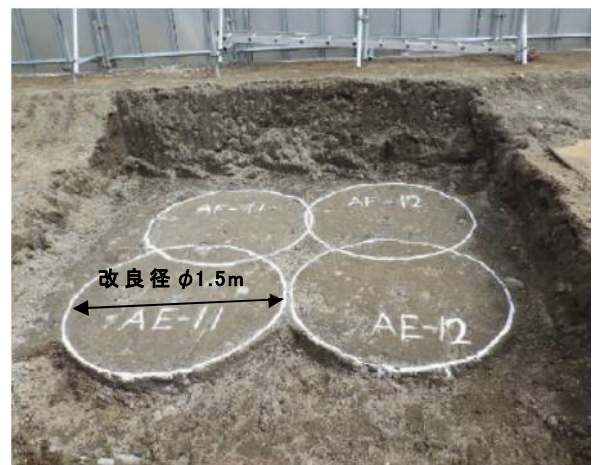


写真-6 Taf 改良体出来形状況

表-3 は設計基準強度の異なる 2 本の Taf 改良杭から深度方向に改良土を採取し、上層、中層および下層に分けた改良土コアの平均現場改良強度である。2 本の Taf 改良杭は補強土壁基礎部の改良であるが、それぞれ土質や固化材混合量が異なる。

No.A 杭は既設 RC 杭がある箇所の施工杭である。上層部には有機質土層、下層部に砂質土層であり、設計強度 $qu_{ck}=900 \text{ kN/m}^2$ に対し、現場改良強度は有機質土層で $qu_f=1067 \text{ kN/m}^2$ 、砂質土層で $qu_f=2007\sim 2222 \text{ kN/m}^2$ が得られた。また No.B 杭では RC 杭がない箇所の施工杭である。この杭は全層が砂質土層域で、設計強度 $qu_{ck}=700 \text{ kN/m}^2$ に対し、現場改良強度は $qu_f=802\sim 907 \text{ kN/m}^2$ が得られ、いずれの施工杭も設計強度を満足している。また現場改良強度のばらつきの指標とする変動係数では、杭 No.A の上層部では有機質土と砂質土が混在する区域であるが、 $v=13.6\sim 16.8\%$ と比較的小さく、強度のばらつきは少ない。また、杭 No.B では砂質土主体で $aw=100\text{kg/m}^3$ の低配合の場合でも、 $v=10.1\%$ と安定した改良強度が得られた。なお、既設 RC 杭が残置された改良杭と

表-3 Taf 改良土の現場改良強度と変動係数

杭No.	採取位置	地層区分	混入量 aw (kg/m ³)	設計強度 quck((kN/m ²))	深度 (m)	現場改良強度 quf(kN/m ²)	変動係数 v (%)
A	RC杭有	有機質土	305	900	0～1.5	1067	13.6
		砂質土	120		1.5～3.1	2007	16.8
					3.1～4.7	2222	
B	RC杭無	砂質土	100	500	0～1.5	802	10.1
					1.5～3.0	875	
					3.0～4.8	907	

通常の改良杭では改良強度に大きな差は見られなかった。

5. まとめ

最近の地盤改良は、液状化対策等を目的として中間層に高い N 値の砂礫地盤が介在したり、自然災害による地盤変状や震災による改変された地盤に対し、防災事業の一環として適用される場合が少なくない。

本報告の事例は、築 50 年以上が経過した営業鉄道線を跨ぐ跨線橋の大規模地震発生時に備えた耐震性能の向上や新設道路の拡幅等による緊急輸送道路としての安全・信頼を確保する事業である。本事例の旧道路盛土部に既設 RC 杭が残置された地盤改良工事において、既設杭の除去方法との施工コスト比較の結果、Taf 工法により杭破碎・攪拌を同時に行う施工技術の優位性が確認された。Taf 工法の適応性は、自然地盤由来の中間地盤層の砂礫地盤、自然災害等で流下し地中内に残滓した障害物の存在が特定できない地盤、震災津波等で地中内に残滓が散乱する地中障害物地盤等の地盤改良の災害事業等に期待される。本工法の地盤改良技術は高トルク機能と破碎・破断、攪拌性能による高品質な改良により、安心・安全な防災技術の提供ができるものである。こうした技術的特徴を最大限活かし、今後も各地、各施設で計画されている防災対策、耐震強化事業に鋭意貢献したいと考えている。

参考文献

- 1)(一財)先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査証明報告書「エポコラム工法－Loto 工法，Taf 工法，Pls 工法－」，pp.7～14, 2016.3
- 2)近藤省一・西尾経・竹田敏彦・松岡大介・市川公彦・三浦正嗣・齋藤邦夫・高倉功樹：地中障害物層の介在する地盤に適合した複合相対攪拌工法の概要と施工事例，土質基礎に関する「新しい地盤改良工法」技術報告会，第 14 回(平成 27 年度)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，pp.15～23, 2016.2
- 3)松岡大介・西尾経・高倉功樹・木寺智則・齋藤邦夫：エポコラム工法の多様な施工環境への適応と施工事例，土質基礎に関する「我が社の誇れる技術 Part2」技術報告会，第 16 回(平成 29 年度)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，pp.27～34, 2018.2
- 4)木寺智則・高倉功樹・西尾経・齋藤邦夫：多様な施工環境に適用した複合相対攪拌工法の概要と施工事例，第 13 回地盤改良シンポジウム論文集，日本材料学会，pp.107～112, 2018.10
- 5) 国土交通省北海道開発局 室蘭開発建設部ホームページ

1. はじめに

近年、全国的に記録的な豪雨や、台風、地震などの大規模な災害が急増している。急峻地形における山岳道路などが被災し路肩が決壊すると、大規模な斜面掘削や切土が発生し、長期間にわたる復旧工事が必要となる。親杭パネル壁は、基礎部の掘削面積や切土範囲を少なくすることができ、また、主要な部材が二次製品であるため、被災道路などの早期復旧が可能であり、また、同時に環境保全にも配慮できる山留め式擁壁工法である。

親杭パネル壁は、親杭、壁面部材、背面盛土材、ならびに控え工を組み合わせることによって壁高が10m程度の擁壁を実現し、平成5年から平成29年までにおよそ4万6千㎡を超える施工実績がある。

2. 親杭パネル壁の概要

親杭パネル壁には、自立式（最大壁高4m程度）と、控え工併用式（最大壁高10m程度）の構造形式があり、基礎の構築、親杭の打設、親杭パネルの設置、壁背面の盛土、控え工の設置（控え工併用式の場合）、ならびに天端コンクリートにより構築され、主に以下のような機能と特徴がある。図-1に親杭パネル壁の概略図を示す。

- （1）特殊な施工技術を必要としない従来工法を組み合わせた工法のため施工が容易である。
- （2）従来工法であるコンクリート擁壁や、補強土擁壁と比較すると、基礎の掘削面積や切土範囲を小さく設定できるため、長大な切土のり面の発生を抑制することができる。
- （3）親杭（H鋼または鋼管）は、根固めコンクリートや親杭パネルと中詰めコンクリートによって被覆されるため十分な防食性がある。
- （4）親杭パネルの表面に壁面化粧を施すことで、景観性を考慮した擁壁の計画が可能である。

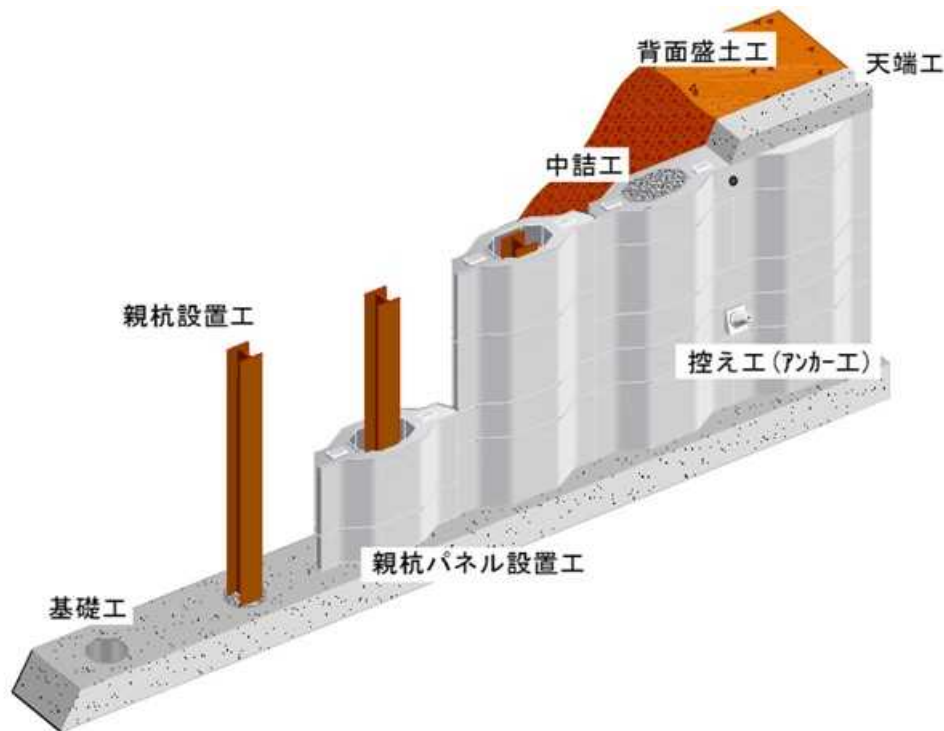


図-1 親杭パネル壁概要図

^{*1} Junichi Shiozaki 東京都中央区東日本橋 3-10-6 ・ TEL 03-5645-5115 ・ FAX 03-5645-5113

親杭パネルは、設計基準強度 40N/mm^2 のコンクリートを用いたプレキャスト鉄筋コンクリートで、標準部材として 3 種類の壁パネルと 4 種類の控え工併用パネル（アンカー用とタイロット用）がある。親杭パネルの種類を表-1 に、概略形状を図-2 にそれぞれ示す。

表-1 親杭パネルの種類

種 類		パネル記号	長さ L (mm)	高さ H (mm)	幅 B (mm)	面積 (m^2)	重量 (kN)
自立式	壁パネル	2-1000	1990	1000	700	2.0	15.7
		2-500	1990	500	700	1.0	7.9
		4-500	3990	500	700	2.0	16.0
控え工式	アンカー用 パネル	4-500(A30)	3990	500	700	2.0	19.5
		4-500(A50)	3990	500	700	2.0	21.1
		4-500(A70)	3990	500	700	2.0	21.4
	タイロット用 パネル	4-500(T30)	3990	500	700	2.0	19.5

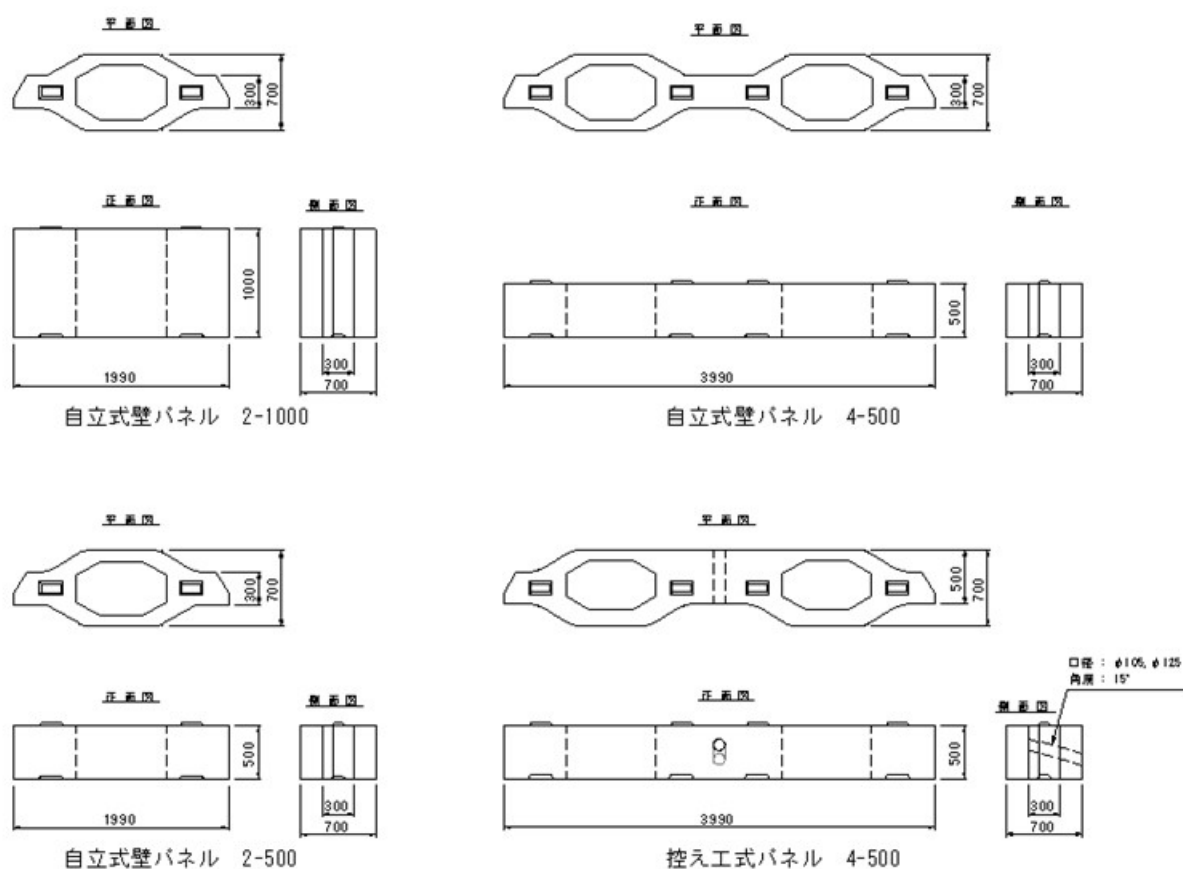


図-2 親杭パネルの概略形状

3. 親杭パネル壁の適用例

親杭パネル壁は主に、道路や敷地の拡幅に採用されることが多いが、災害復旧や、老朽化した擁壁の補強として採用される事例もある。また、特殊な事例としては、落石防護柵の基礎や、雪崩防止柵として採用された事例もある。以下にこれらの採用事例の写真を示す。

(1) 道路の拡幅に採用された事例

共用中の道路に交通規制をかけずに親杭パネル壁を施工した事例。左は施工前、右は天端コンクリートを設置する前の状況。



写真-1 道路の拡幅事例

(2) 老朽化した既設擁壁の補強事例

既設擁壁の撤去や、道路の掘削が必要無く、大幅な工期短縮ができた事例。擁壁前面の民家にも影響なく施工することができた。



写真-2 老朽化した既設擁壁の補強事例

(3) 台風災害の復旧事例

台風による豪雨で崩落した道路の路肩を、親杭パネル壁によって復旧した事例。上は復旧完了後、下は被災直後の写真。



写真-3 台風災害の復旧事例

(4) 落石防護柵との併用事例

親杭パネル壁によって側道を拡幅し、落石防護柵（高エネルギー吸収柵）を設置するためのスペースを確保した事例。

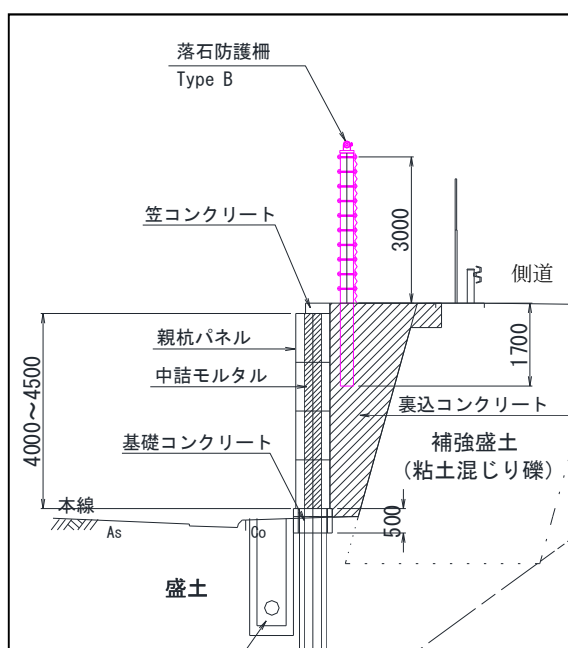


写真-4 落石防護柵設置断面図



写真-5 落石防護柵併用事例

(5) 雪崩防護柵として採用された事例

親杭パネル壁によって法面との間にポケットを作り、雪崩防止柵として採用された事例。法面の安定はアンカーと受圧板により確保する。

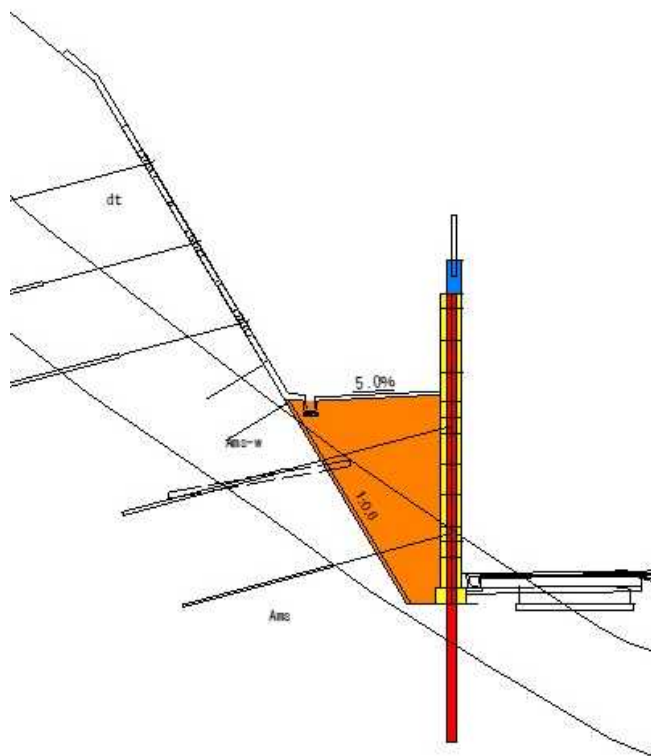


図-3 雪崩防護柵断面図



写真-6 国道での雪崩防止柵として採用された事例

(6) 化粧型枠使用事例

化粧型枠を使用することで周辺の景観に配慮した事例。



写真-7 化粧型枠使用事例

4. 大規模地震動を受けた親杭パネル壁

2008年の岩手・宮城内陸地震により国道342号線では大きな被害を受けた。そのため、2009年に岩手県一関市内の大規模崩壊箇所3箇所（茂庭地区、オーレン地区、烏帽子地区）において親杭パネル壁による道路復旧工事が行われた。しかし、復旧工事の完成から約2年後の2011年3月11日、東北地方太平洋沖地震により、一関市は震度6弱の激しい揺れに見舞われた。そのことを受け、親杭パネル壁を施工した3箇所に対して調査を行ったところ、最大壁高11.0mの箇所も含め、親杭パネルの一部の角に欠けが見られた以外には、道路面、親杭パネル壁ともに変状は見られないことを確認した。

この地震による震度の分布と親杭パネル壁によって復旧した3箇所の位置を図-4に、被災後の親杭パネル壁の状況を写真-8～写真-10に示す。

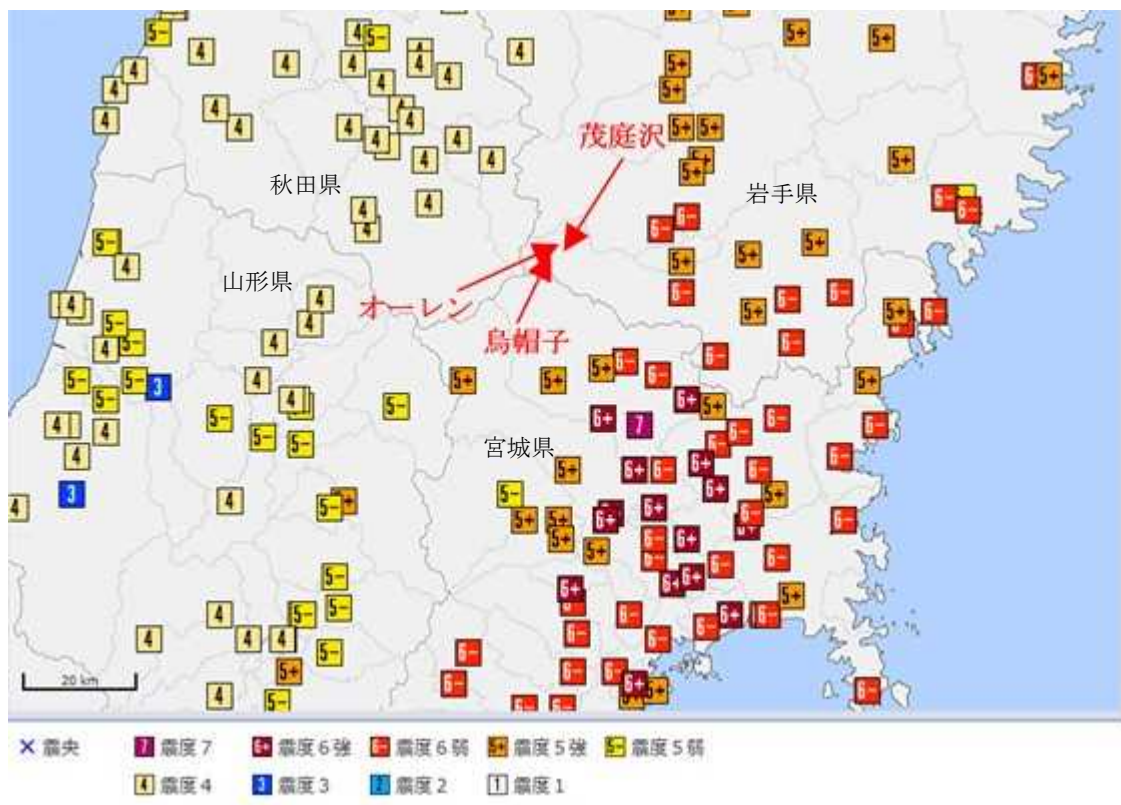


写真-8 茂庭沢親杭パネル壁の状況



写真-9 茂庭沢親杭パネル壁被害状況



写真-10 オーレン親杭パネル壁の状況



写真-11 鳥帽子親杭パネルの状況

2016年4月16日の熊本県熊本地区を震源とする、マグニチュード7.3、最大震度7を記録した熊本地震が発生した。この地震による震度の分布と熊本地震を受けた1箇所の親杭パネル壁の調査個所を図-5に示す。また、地震発生後の目視調査の状況を写真-12、写真-12に示す。ここでは自立式の親杭パネル壁が施工されていたが、ここでも安定性に問題となる変状は無かった。

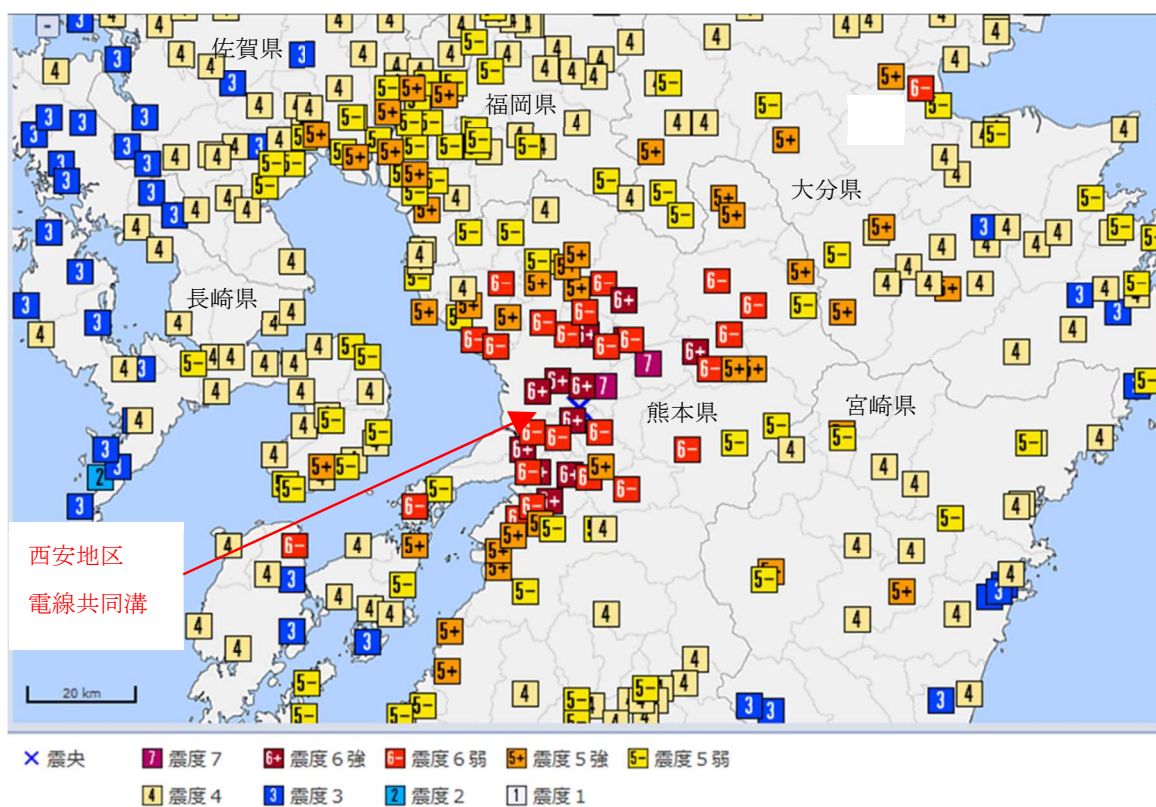


図-5 震度分布と調査個所（引用元：気象庁データベース）



写真-12 世安地区電線共同溝での状況



写真-13 世安地区電線共同溝での状況（拡大）

5. おわりに

親杭パネル壁は急峻地形を通る山間道路などの拡幅、路肩決壊などの道路災害の復旧、ならびに大規模掘削が困難な地形での擁壁の構築などに適しており、また、調査件数は少ないものの、非常に大きな地震動を受けた親杭パネル壁が、軽微な損傷だけで済んでいることは、親杭パネル壁が耐震性に優れていることが実証されたと言える。

これらの親杭パネル壁の特徴を生かし、今年全国各地に甚大な被害をもたらした、地震、台風、豪雨による災害の復旧に役立てたいと考える。