

第9回（平成22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「エコ技術」技術報告会

報 告 集

平成23年1月

主催 北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

目 次

a.セッション1 「土壌汚染対策に関するエコ技術」

- a-1 重金属汚染土壌に対するオンサイト洗浄工法の適用事例・・・・・・・・・・ 1
中野圭輔，鶴窪誠司，井上博文，大内研，藤田豊彦（（株）竹中土木）
- a-2 環境負荷低減遮断水壁EC（エコクレイ）ウォール工法・・・・・・・・・・ 9
荒木進，杉山好司，池田幸一郎（ライト工業（株））
- a-3 「デナイト®」による重金属汚染土壌の対策技術の紹介・・・・・・・・・・ 17
守屋政彦，松山祐介（太平洋セメント（株））

b.セッション2 「地盤改良に関するエコ技術」

- b-1 高トルク型複合相対攪拌工法（エポコラム工法）による既製杭破碎施工と
硬質地盤への適用例・・・・・・・・・・ 25
鈴木孝一，西尾経，田中信哉（小野田ケミコ（株））
齋藤邦夫（中央大学理工学部），原満生，高倉功樹（エポコラム研究会）
- b-2 建築工事におけるSDM-Dy工法の適用・・・・・・・・・・ 31
鈴木孝一，西尾経，松岡大介，今井治憲（小野田ケミコ（株））
河野貴穂，田屋祐司（（株）竹中工務店），齋藤邦夫（中央大学理工学部）
- b-3 縦型回転攪拌中層改良工法の適用性と改良特性・・・・・・・・・・ 37
鈴木孝一，西尾経，田中信哉，木下和徳（小野田ケミコ（株））
齋藤邦夫（中央大学理工学部）

c.セッション3 「環境保全・コスト縮減に関するエコ技術」

- c-1 ベントナイト混合土充填マットによる堤防の質的強化技術
（レバーベント工法）の紹介・・・・・・・・・・ 45
野地朋和，浜井邦彦，山田宏（（株）大林組），鍋嶋靖浩（旭化成ジオテック（株））
稲元裕二，溝渕健一郎（アキュテック（株）），水野正之（（株）ホージュン）
- c-2 グランドアンカーの残存緊張力モニタリング手法・・・・・・・・・・ 53
田中尚（日特建設（株））

重金属汚染土壌に対するオンサイト土壌洗浄工法の適用事例

(株)竹中土木 中野圭輔・鶴窪誠司・井上博文・大内研・藤田豊彦

1. はじめに

重金属汚染土壌の浄化工法として土壌洗浄工法がある。近年では、土壌汚染サイトに土壌洗浄プラントを設置し処理するオンサイト土壌洗浄工法の適用事例が増加している。

オンサイト土壌洗浄工事がコストメリットを有する条件は、処理対象土が砂質土主体であり細粒分が30%未満であること¹⁾、処理対象土量が数万 m³ 規模のサイトであること等があげられる。しかし、これらの条件に該当しても、土壌汚染対策法で定める土壌含有量の指定基準超過土壌を土壌洗浄処理した場合は、洗浄処理後の浄化土が指定基準に適合せず²⁾、適用が困難な場合がある。なお、本報告において土壌含有量とは、特に断りのない場合は環境省告示第19号(平成15年)に基づく分析による含有量である。

今回、筆者らは工場跡地の鉛の含有量による土壌汚染サイトに対し、オンサイト土壌洗浄工法を採用した。その時の土壌洗浄処理の適用範囲を含有量で800 mg/kgと設定した。

本報告では適用性試験と工事概要、現地で実施した管理手法について報告する。

2. サイト概要

対象サイトは鉛の使用履歴がある工場跡地である。工場閉鎖から10年が経過しており、工事着手時点では更地の状態であった。サイトの概要を以下に示す。

- 処理対象物質：鉛およびその化合物
- 汚染の濃度：150 ~ 20,000 mg/kg (土壌含有量、環告19号)
- 処理対象面積：約30,000 m²
- 汚染の最大到達深度：GL-6.5 m
- 土質：砂質土
- 処理土量：約25,000 m³
- 土壌洗浄処理期間：約6カ月

3. 浄化事例

3.1 本事例における土壌洗浄工法の概要

本事例では、洗浄分級法と浮遊選鉱法を組み合わせた工法を土壌洗浄工法と称している。これらの各工法に必要な設備をサイトに設置し、土壌洗浄処理を実施した。次に各工法の概要と処理フローを示す。

Keisuke Nakano, Seiji Turukubo, Hirofumi Inoue, Ken Ouchi, Toyohiko Fujita

連絡先：〒270-1395 千葉県印西市大塚1-5-1 (株)竹中土木 技術研究所 中野圭輔

TEL 0476-77-1366 FAX 0476-47-7333

洗浄分級法

洗浄分級法とは、汚染土壌中の重金属濃度は粘土やシルト等の細粒分が高く、礫分や砂分等の粗粒分が低いことが多いことを利用し、重金属濃度が高い細粒分を除去することで処理後の礫分や砂分等の粗粒分の汚染濃度を低減し、浄化土として回収することが可能な工法である。本事例における対象物質は鉛である。

浮遊選鉱法

浮遊選鉱法とは、重金属汚染土壌を懸濁させたスラリー中に界面活性剤等の薬剤を添加して重金属含有粒子を疎水化させ、スラリー中に空気を導入することで発生する泡沫に重金属含有粒子を付着させて浮上分離して、土壌の汚染濃度を低減させる工法である。本案件では、DOWA エコシステム(株)が保有する浮遊選鉱技術³⁾を採用した。

洗浄分級法と浮遊選鉱法の概要をそれぞれ図 - 1 及び図 - 2 に示す。この二種類の工法を組み合わせることで粒径が 5 - 0.075 mm の砂分の鉛の含有量を大幅に低減し、浄化土として回収することが可能である。

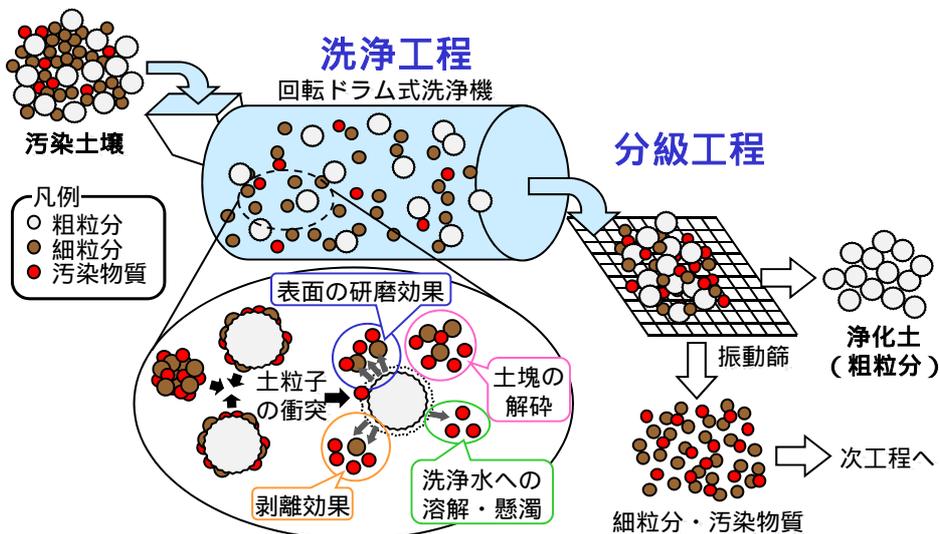


図 - 1 洗浄分級法の概要

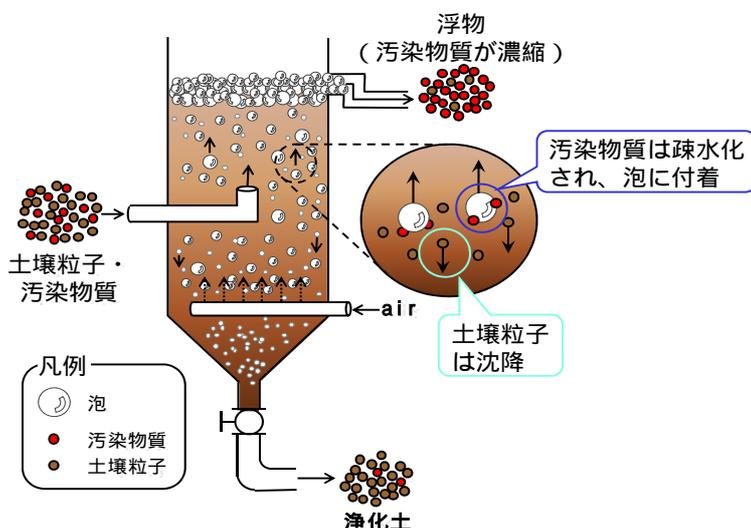


図 - 2 浮遊選鉱法の概要

3.2 適用性試験

土壤洗浄工法を適用するにあたり適用性試験を実施した。目的は、土壤洗浄処理が可能な鉛の含有量の上限の確認、及び使用する薬剤添加量を決定するためのデータを取ることである。

試験方法

- 使用した土壤：サイトの 4 か所で採取した、鉛の含有量が異なる土壤（鉛の含有量は 200 ~ 1,200 mg/kg）
- 使用機械： 210 ポットミル、京大式浮選試験機
- 試験条件：洗浄分級時間 10 分、洗浄水の pH 8 - 9、薬剤添加量 1,000 mg/kg

適用性試験は実際の土壤洗浄プラントの処理フローに従い実施した。

試験結果

原土の鉛の含有量と洗浄後の砂分の鉛の含有量の関係を図 - 3 に、図 - 4 に原土を 100 とした場合の粒径が+5 mm の礫分（以下、礫分） 5 - 0.075 mm の砂分（以下、砂分） - 0.075 mm の粘土・シルト分（以下、粘土・シルト分）の乾燥重量分布率を示す。

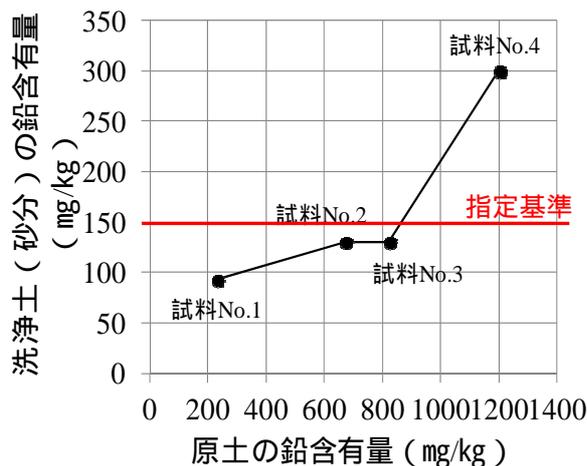


図 - 3 適用性試験結果
(原土と洗浄土 (砂分) の鉛濃度の関係)

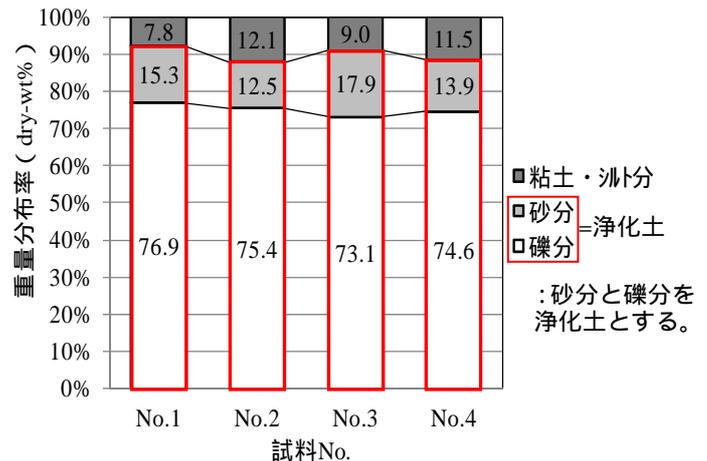


図 - 4 適用性試験結果
(浄化土取得率)

適用性試験により以下に示す結果が得られた。サイトの汚染土壤のうち、含有量が 800 mg/kg までの範囲の汚染土壤について土壤洗浄工法が適用可能であると判断された。

- 原土の鉛含有量が 800 mg/kg までの汚染土壤について、洗浄分級法と浮遊選鉱法の組み合わせにより処理が可能。
- 原土に対して、浄化土の回収率は乾燥重量比で約 90%であった。

3.3 土壤洗浄プラント概要

設備概要

土壤洗浄プラントの設置状況を写真 - 1 及び - 2 に示す。

土壤洗浄プラントは土間コンクリートの上に設置し、二次汚染を防止した。土間コンクリート打設面積は約 5,200 m² で、そのうち土壤洗浄プラントを設置したのは約 2,100 m²、その他は汚染土もしく

は浄化土の仮置きヤードとした。土壌洗浄プラントの設備配置図を図 - 5 に示す。土壌洗浄プラントは、一次分級洗浄のためのロッドスクラバー・二次洗浄のためのボールスクラバー・浮遊選鉱装置・洗浄水の処理設備・フィルタプレス等で構成されており、それぞれが可搬型の設備である。処理能力は 30 m³/h で施工中は 1 日 9 時間の連続運転を実施した。オンサイトの土壌洗浄プラントとして大規模なものである。



写真 - 1 土壌洗浄プラント全景



写真 - 2 土壌洗浄プラント（近景）

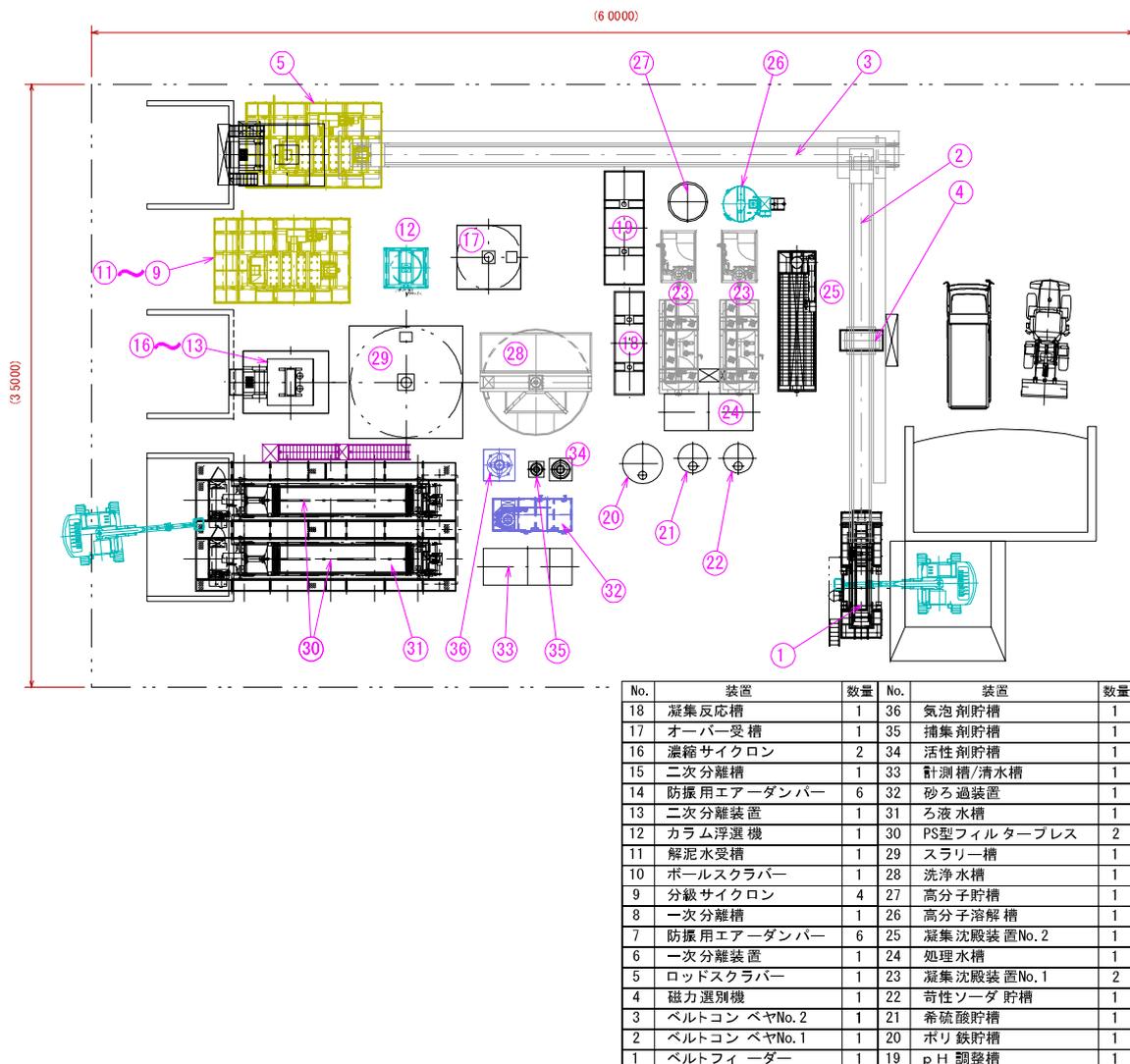


図 - 5 土壌洗浄プラント設備配置図

処理フロー

サイトに設置した土壌洗浄プラントの処理フローを図 - 6 に示す。

プラントに投入された汚染土壌は、一次洗浄分級処理にて礫分と 5 mm 以下の砂分および粘土・シルト分に分離した。砂分および粘土・シルト分は、さらに二次洗浄・浮遊選鉱・二次分級を経て砂分と鉛濃縮物及び粘土・シルト分に分離した。粘土・シルト分は固液分離を行った後、産業廃棄物（汚泥）として処分した。

洗浄処理に使用した水は処理後、循環利用した。

礫分と砂分は指定基準に適合していることを確認するため、浄化判定の分析を行うロット管理を実施した。砂分は処理土量 100 m³ 毎に一検体を採取し、土壌含有量（環告 19 号）及び土壌溶出量（環告 18 号）の分析（以下、公定法）を実施した。礫分は処理土量 1,000 m³ 毎に一検体を採取し、公定法に準じた方法

で分析を実施した。ここで、公定法との相違点は土壌を篩う際に、2 mm 目の篩いの代わりに 10 mm 目の篩いを用いる点である。それ以外の検液の作成方法や測定方法は公定法と同様である。

上記の分析結果により、土壌含有量及び土壌溶出量が共に指定基準に適合していることを確認した後、浄化土としてサイトに埋め戻した。

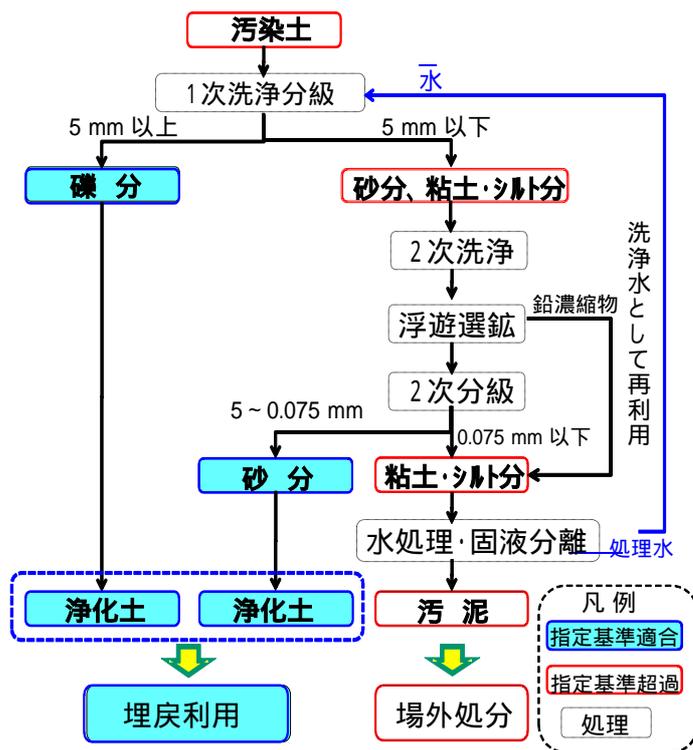


図 - 6 処理フロー

3.4 土壌洗浄プラントの安定的な運転のための管理手法

オンサイト土壌洗浄処理を施工するにあたり、土壌洗浄プラントを安定的に、かつ浄化土の品質を確保することが重要なポイントとなる。そこで、土壌洗浄処理がトラブルなく施工するため、表 - 1 に示す管理手法を実施した。

特に、表 - 1 の は事前の土壌汚染状況調査において汚染土壌にこぶし大以上のコンクリートガラ等の異物が混入していることを確認していたため、管理を徹底した。その結果、汚染土壌中の異物を約 2,140 m³ 分別し、土壌洗浄プラントの閉塞を防ぐことができた。

また、この他に洗浄後の砂分の品質管理の手法として、表 - 1 の に記載した卓上型蛍光 X 線分析装置を用いて鉛の含有量の簡易分析を行った。これは、結果判明まで 1 週間を要する公定法の結果を待たずに、簡易分析の結果で明らかに基準超過と判断できる場合は、汚染土壌として場外搬出処分を行うためである。

表 - 1 土壤洗浄プラントの安定的な運転のための管理手法

土壤洗浄プラントの能力低下・ 浄化土の品質低下の原因	生じる可能性がある トラブル	トラブルを防ぐ管理手法
汚染土壌中のコンクリート ガラ等の異物	土壤洗浄プラントの 閉塞・停止	篩い機（グリズリーフィーダ ー）を使用した異物の事前分 別 （写真 - 3、参照）
土壤汚染調査時に判明して いた含有量 800 mg/kg 以上 の汚染土壌	浄化土の基準超過	掘削管理の徹底（洗浄処理す る土壌との混同を防止） （写真 - 4、参照）
洗浄処理土壌中の局所的な 高濃度汚染土壌		卓上型蛍光 X 線分析装置 （OURSTEX 160）を用いた簡 易分析による 1 次スクリー ニングの実施



写真 - 3 篩い機によるガラ篩い

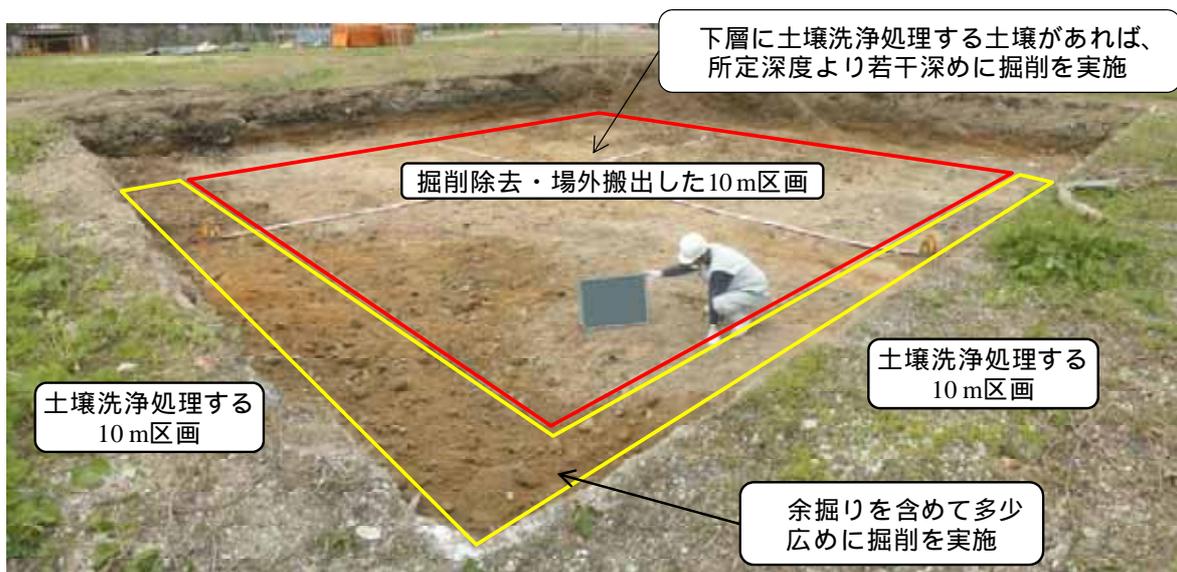


写真 - 4 掘削管理手法の一例

3.5 施工結果

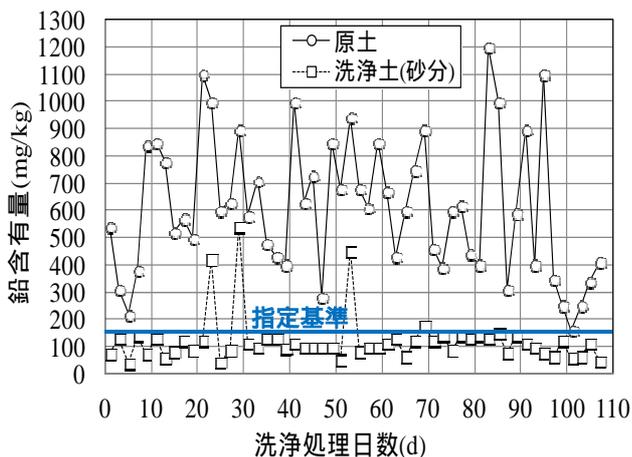
洗浄処理後に得られた浄化土（礫分と砂分）および粘土・シルト分の数量を表 - 2 に示す。土壤洗浄処理に供した約 25,000 m³ のうち、浄化土として 19,170 m³ を当該サイトに埋め戻した。浄化土の回収率は 77% であった。

浄化土（砂分）の洗浄処理結果及び結果より求めた鉛の除去率の推移を図 - 7 及び図 - 8 に示す。砂分はおおむね鉛含有量の指定基準である 150 mg/kg を下回っており、良好な結果が得られた。浄化土（礫分）は全て指定基準に適合していた。また、砂分の鉛除去率は平均で 79% であり、適用性試験の結果と比較すると鉛除去率は若干低下していた。最終的に得られた砂分の指定基準適合率は分析を実施したロット全数の 92% であった。残りの 8% の砂分は指定基準を超過しており、場外搬出処理する結果となった。図 - 7 によると、原土の鉛含有量が 1,000 mg/kg 程度、最大で 1,200 mg/kg であっても、洗浄後の砂分で指定基準に適合している処理日もあった。

表 - 2 土壤洗浄処理後に得られる産物

項目	土量(m ³) ¹
洗浄処理土壤	25,000
浄化土（礫分） ²	11,110
浄化土（砂分） ²	8,060
浄化土（砂分） （指定基準超過）	670
粘土・シルト分	5,510

1：土量は全て地山換算で表示
2：現地に埋め戻した項目



洗浄処理日数に休工期・メンテナンス日等は含まない

図 - 7 洗浄処理結果

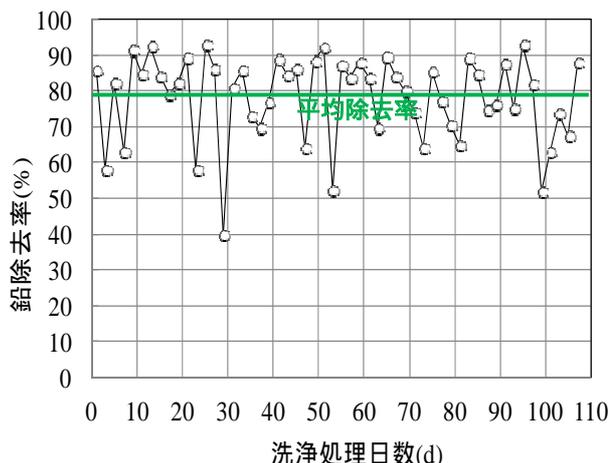
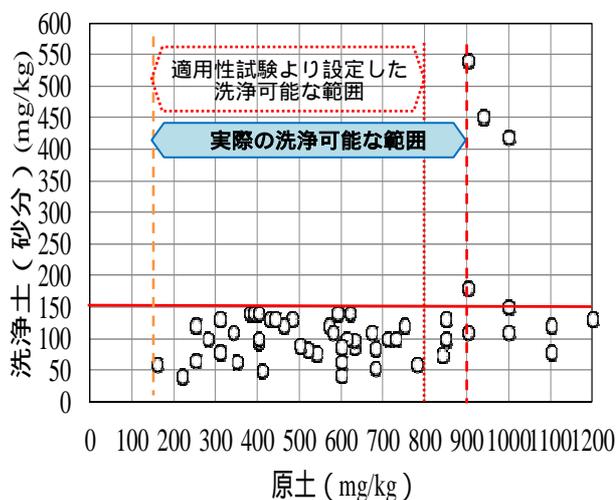


図 - 8 鉛除去率の推移

原土の鉛濃度と洗浄後の砂分の鉛濃度の関係を図 - 9 に示した。原土の鉛濃度が 900 mg/kg 以下であれば、洗浄後の砂分の鉛濃度は確実に指定基準以下に低減していた。この結果より、適用性試験により洗浄処理可能とした汚染土壤の鉛の含有量は 800 mg/kg 以下であったが、サイトにおける洗浄処理が可能な含有量の限界値は 900 mg/kg 程度であったと判断できる。



4. まとめ

鉛の含有量基準超過土壌に対して、洗浄分級法と浮遊選鉱法を組み合わせたオンサイト土壌洗浄処理を適用し、汚染土壌約 25,000 m³ を洗浄処理した。土壌洗浄処理後、浄化土として 19,170 m³ を得た。浄化土の回収率は 77%であった。

洗浄土(砂分)の指定基準適合率は 92%であり、洗浄土(礫分)は全て指定基準に適合していた。洗浄分級法と浮遊選鉱法を組み合わせたことにより含有量が 900 mg/kg 程度までの汚染土壌は安定的に土壌洗浄処理することができた。

土壌洗浄処理に不適合な高い鉛含有量濃度の土壌が混在し、かつコンクリートガラ等の異物が混入していた汚染土壌を、浄化土の品質を確保しながら安定した状態で継続的に土壌洗浄処理することができた。

参考文献

- 1) 地盤工学会(2008): 地盤工学・実務シリーズ 25 続・土壌・地下水汚染の調査・予測・対策, pp.87
- 2) 長澤太郎, 矢部誠一(2003): 重金属汚染土壌(鉛、ひ素、六価クロム)への洗浄分級技術の適用, 土木学会第 58 回年次学術講演会公演概要集, pp.19~20
- 3) 泉川千秋, 松田義勝, 佐藤政賢, 桐越郁夫(2005): 特開 H11-10131 号公報

環境負荷低減遮水壁

EC (エコクレイ) ウォール工法

ライト工業株式会社 荒木 進*¹⁾ , 杉山 好司*²⁾ , 池田 幸一郎*³⁾

1. はじめに

工場跡地の再開発に伴い、重金属や揮発性有機化合物などによる土壤汚染問題が、近年増加している。一方、廃棄物処分場においてゴムシートの破損により有害物質が流出し、プラスチック添加溶剤が調整池や周辺井戸などから検出され、処分場の遮水技術の信頼性が懸念されている。土壤汚染は、放置すれば直接的または間接的に健康被害をもたらすことから、有害物質を効果的にかつ確実に封じ込める新しい技術が早急に必要とされている。

このような背景のもと、有害物質を確実に封じ込める新技術として、無排泥粘土遮水壁工法「EC (エコクレイ) ウォール工法」(以下、EC ウォール工法)を開発、実用化した(写真-1 参照)。

この工法は、原位置土と粘土鉱物を粉体状で混合・攪拌させ、遮水壁造成時の排泥をゼロにするとともに、遮水性・耐久性を極めて高いレベルで施工可能な画期的な遮水技術である。

ここでは、環境負荷低減型遮水壁技術の概要、施工機械、施工方法および試験結果・施工事例について報告する。



写真-1 等厚施工機を用いた EC ウォールの出来形断面

2. EC ウォールの工法概要

EC ウォール工法は、少量の EC ウォール掘削液(スラリー状)を用いて掘削し、さらに粘土鉱物(以下、EC ウォール材)を粉体状でエア圧送し、原位置土と混合攪拌することで、施工時の排泥を発生させないで人工的な粘土遮水壁を造成する工法である。従来の遮水技術は、ソイルセメント遮水壁工法にみられるように、施工時の排泥が大量に発生したり、壁体透水係数が目標値を満足できないなど問題を生じる。さらに地震時においては、ソイルセメントが変形追随性を持ち合わせていないため、クラックが発生するなどの課題を有する。

これらの課題を解決するため、少量の EC ウォール掘削液と粉体状の EC ウォール材にて原位置土と混合攪拌させる事とした。

粘土鉱物を主剤として用いた理由として EC ウォール材特有の 3 つの特長が挙げられる。¹⁾²⁾

砂質土に適度な EC ウォール材を混合することで、周辺地盤の透水係数に比べて非常に小さい透水係数 $10^{-7} \sim 10^{-6} \text{cm/s}$ オーダー以下の難透水性壁体を造成できる。



写真-2 EC ウォール材

*1) Susumu ARKI 東京都千代田区九段北 4-2-35 TEL : 03-3265-2456 FAX : 03-3288-0896
*2) Kouji SUGIYAMA 東京都千代田区九段北 4-2-35 TEL : 03-3265-2456 FAX : 03-3288-0896
*3) Kouichirou IKEDA 東京都千代田区九段北 4-2-35 TEL : 03-3265-2456 FAX : 03-3288-0896

最大圧縮応力に至るまでの変形量が非常に大きく、地震時にクラック（亀裂）が発生しない。また、クラックが生じても、ECウォール材混合土の膨潤作用による自己修復能力により、水みちの発生を防ぐことができる。

ECウォール材（粘土鉱物）は、放射性廃棄物処理施設に遮水材料として用いられていることから、長期的にわたる安定性が非常に高い材料で構成されている。

以上の特性を持つ高性能遮水材を使用して造成された遮水壁は、従来技術に比べて高い遮水性能と変形追従性および長期安定性を兼ね備えた遮水壁になり得る。

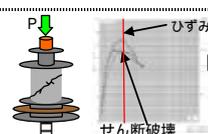
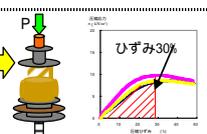
3. 工法の特長

ECウォール工法の特長として以下の4つの項目が挙げられる。

- (1) 使用材料が天然無機の粘土鉱物であること、施工時の排泥が抑制できることから、従来工法に比べて環境負荷を大きく低減でき、環境にやさしい工法である。
- (2) 壁体透水係数は、 1×10^{-7} (cm/s)以下の非常に優れた遮水性能を保持できる。
- (3) 使用材料は粘土鉱物であるため、従来のセメントを使用した遮水壁に比べ安全性、耐久性に優れる。
- (4) 粘土壁であることから変形追従性を有するため、地震時においても壁体にクラックが入らず安定性に優れる。

表-1 に従来工法とECウォール工法の比較を示す。比較項目の炭酸ガス排出量については、両工法にて同一現場を施工した場合の炭酸ガス発生量を算出した。その結果、従来工法の1/5の炭酸ガス排出量で施工を完了できることから、ECウォール工法が環境にやさしい工法であることが分かる。

表-1 従来遮水技術とECウォール工法の比較

施工機械名	等厚式地中連続壁工法機		備考
工法分類	ソイルセメント遮水壁	粘土遮水壁	
使用材料	セメント	天然無機粘土鉱物	放射性廃棄物処理場などで使用されている材料で鉛直遮水壁を築造
壁体性能	透水係数 $k = 1.0 \times 10^{-6}$ (cm/s)	透水係数 $k = 1.0 \times 10^{-7}$ (cm/s)	環境に対して安全な材料（溶出レベルを審査証で確認）六価クロムなどの心配がなく、粘土鉱物（ECウォール材）は、放射性廃棄物処分施設に使用されており信頼性が高い
外力に対する変形性能	変形追従性がないためせん断破壊を生じる 	変形追従性があり、地盤と一緒に変形する（靱性） 	ECウォールは粘土壁であるため、地盤の変形に対して同じ挙動を示す。 一般的なソイルセメントの破壊ひずみは、1%以下である。ECウォールの応力ひずみ曲線から最大圧縮強度時に示すひずみ量は30%程度であるが、それに伴う明確な破壊形態には至っていないことから変形追従性を有する
長期難透水性	-	215年	透水試験時の累積透水量による長期透水性予測
排泥量	対象土の60～90%	ゼロ	環境負荷を大幅に低減
CO2排出量 (Lc-CO2)	1.0 (1,377kg-CO2)	0.2 (280kg-CO2)	従来工法の1/5の炭酸ガス排出量に低減可能
壁体接合継目部の信頼性	接合部に強度が生じているとコールドジョイントになる場合がある	強度を持たない粘土壁の接合のため密実なジョイントが可能	EC壁は接合部分に時間差を生じても粘土壁であるため連続性に問題はない
建設技術審査証	(社)日本建設機械化協会より取得	(財)土木研究センターより取得	建設技術審査証取得技術は、優秀な建設技術の証
NETIS登録	従来工法	KT-040079	新技術情報提供システムに登録、推奨工法として情報共有化図る

4. 施工機械

施工機械は、写真-3 および写真-4 に示す等厚式地中連続壁工法と柱列式地中連続壁工法での施工に適している。



写真-3 等厚式地中連続壁工法



写真-4 柱列式地中連続壁工法

5. 室内配合試験結果

遮水性能を確認する方法として透水試験が挙げられる。表-2 は対象土量 1 m^3 あたりの EC ウォール材総添加量を 80 kg/m^3 、 100 kg/m^3 および 120 kg/m^3 とした場合の室内透水係数を示したものである。この試験結果より、EC ウォール材混合試料土の透水係数が 10^{-8} cm/s オーダーの良好な値が確認できた。

表-2 EC ウォール材混合試料の透水係数

CASE	総混合量	透水係数 k (cm/s)	
	(kg/m^3)	測定値	平均値
1-1	80	8.44×10^{-8}	9.53×10^{-8}
1-2		8.70×10^{-8}	
1-3		1.09×10^{-7}	
2-1	100	7.61×10^{-8}	7.47×10^{-8}
2-2		7.33×10^{-8}	
2-3		7.48×10^{-8}	
3-1	120	3.29×10^{-8}	3.10×10^{-8}
3-2		2.64×10^{-8}	
3-3		3.37×10^{-8}	

6. 無排泥施工技術

砂質地盤における施工時の排泥をゼロにする技術は、等厚式地中連続壁方式においてあらかじめ布掘り掘削を行った後、少量の EC ウォール掘削液を用いて掘削する。削りほぐされた湿潤状態の混合土に粉体状の EC ウォール材にて再度混合攪拌させる。この粉体状の EC ウォール材が吸水しその結晶間に水分子を取り込み膨潤する。さらに、膨潤状態にある EC ウォール材が、土粒子間の空隙を充填することにより、排泥を発生させない特性と十分な遮水性能有する遮水壁を造成することができる。



写真-5 掘削液による掘削状況



写真-6 粉体造成状況

7. 変形追従性

EC ウォール工法は、セメントを一切使用せず粘土鉱物にて遮水壁を造成することから、地震などによる大きな力、変形が生じた場合にも脆性的な破壊をせず、靱性（粘り強さ）によって、変形追従性を有する。¹⁾²⁾

この事を一軸圧縮試験にて EC ウォール供試体の応力 ひずみの関係を測定し、破壊ひずみ・靱性（粘り強さ）の確認を行うとともに、破壊に至るまでのポテンシャルエネルギー を材料の応力 ひずみ曲線の面積

(図-2 参照) で評価することで EC ウォール供試体の靱性度を示す。

脆性破壊や延性破壊の程度を示す材料に靱性度を評価する指標の 1 つであり、変形性能を定量的に判断できる。



写真-7 一軸圧縮試験状況

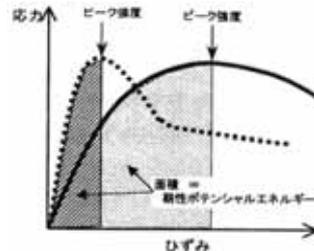


図-2 ポテンシャルエネルギー

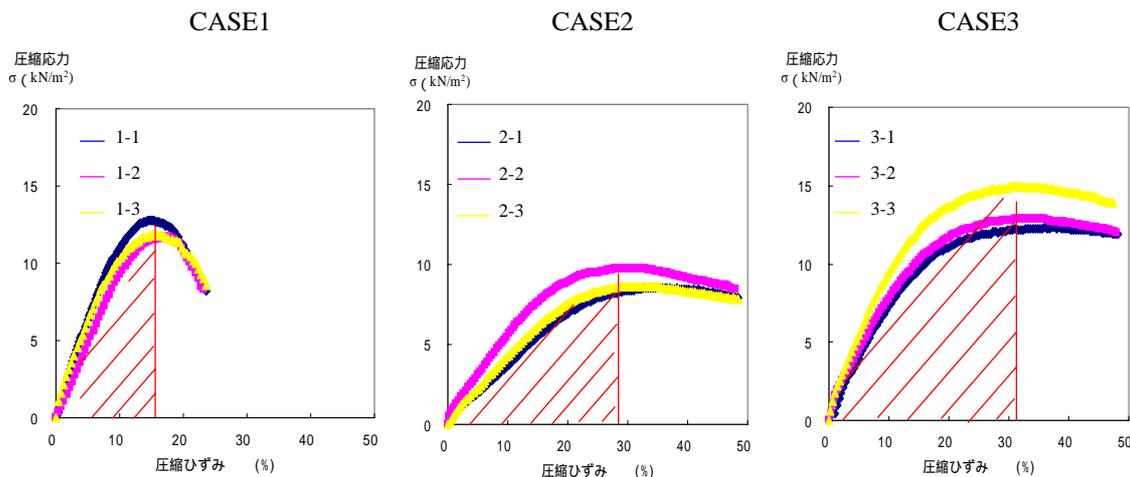


図-2 EC ウォール供試体の応力 ひずみ曲線

EC ウォール供試体は、対象土量 1m^3 あたりの EC ウォール材総添加量を 80kg/m^3 、 100kg/m^3 および 120kg/m^3 とした場合を示したものである。試験結果より、EC ウォール供試体は圧縮ひずみが 15% 以上になっても顕著なピーク値が確認されずに塑性変形を生じる。変形量は、EC ウォール材添加量が多い程大きく、圧縮ひずみの最大値が 30% を超える結果も確認できた。以上の試験結果より、EC ウォール供試体は変形追従性を有する。

CASE	総混合量	湿潤密度 (kg/m^3)	一軸圧縮試験		変形係数 (kN/m^2)	ポテンシャルエネルギー (kN/m^2)
			強度 (kN/m^2)	ひずみ (%)		
1-1	80	1.997	12.77	15.2	126	0.974
1-2		2.018	11.66	17.3	96	0.974
1-3		2.003	11.85	15.6	127	0.970
平均		2.006	12.09	16.0	116	0.973
2-1	100	1.999	8.56	35.4	134	1.561
2-2		1.980	9.77	31.8	146	1.739
2-3		1.941	8.66	30.1	157	1.315
平均		1.973	9.00	32.4	146	1.538
3-1	120	1.960	12.32	37.2	127	2.585
3-2		1.952	12.89	31.7	144	2.212
3-3		1.960	14.95	30.7	149	2.523
平均		1.957	13.39	33.2	140	2.440

8 . EC ウォール工法の施工手順

EC ウォール工法の等厚式施工機および柱列式施工機を用いた場合の施工手順(例)を図-3 に示す。

等厚式地中連続方式では、バックホウにて布掘り(幅 $1\text{m} \times$ 深さ 1m)を行った後、カッターポストを地中に

挿入し、少量の掘削液にて全層横引き掘削を行う。次に、造成位置まで戻り、粉体状の EC ウォール材による混合攪拌を行い、等厚の粘土遮水壁を造成する。

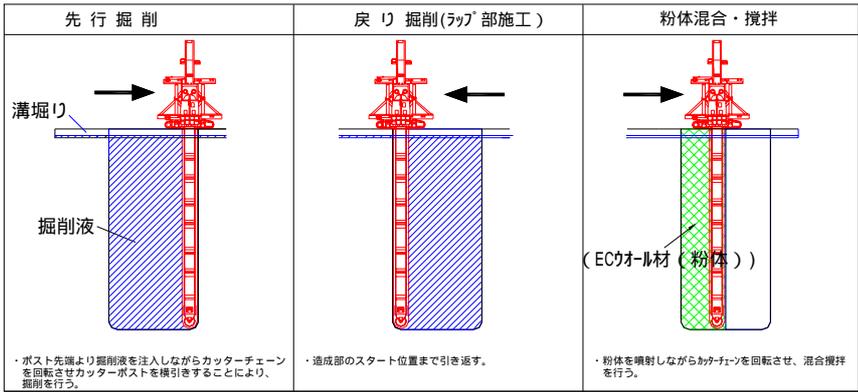


図-3 等厚式地中連続方式における施工手順(例)



写真-8 等厚式の出来形

柱列式地中連続壁方式も同様に、バックホウにて布掘り(幅1m×深さ1m)を行う。次に、少量の掘削液を用いて多軸オーガーにて削孔攪拌を行う。計画深度到達後、底部ターニングから引き上げ攪拌時に粉体状の EC ウォール材にて混合攪拌を行い、柱列状の粘土遮水壁を造成する。

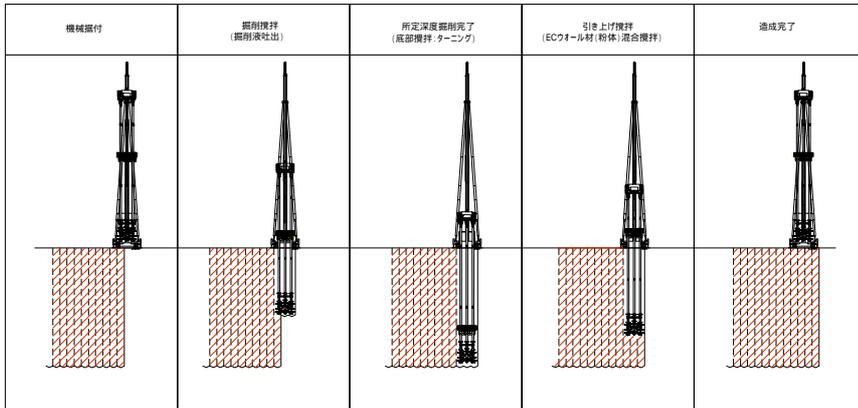


図-4 柱列式地中連続方式における施工手順(例)



写真-9 柱列式の出来形

9 . EC ウォール工法の適用例

EC ウォール工法は、遮水性能、長期耐久性、変形追随性に優れていることから、汚染土壌の封じ込め、最終処分場の遮水壁、調整池の遮水壁などに適応できる。

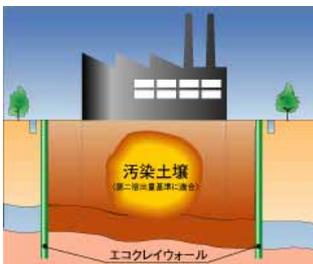


図-5 汚染土壌の封じ込め

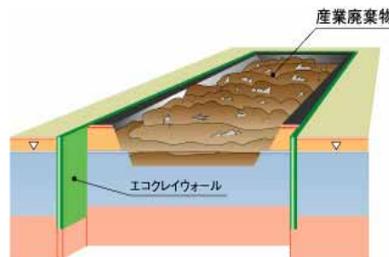


図-6 最終処分場の遮水壁

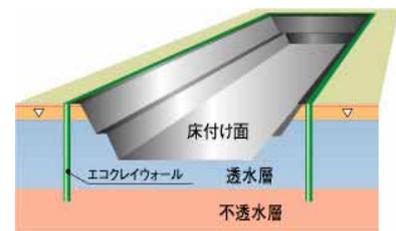


図-7 調整池の遮水壁

10 . 試験施工における結果

EC ウォール工法の試験工事の概要、土質柱状図、ボーリングコア資料の物性値および壁体透水係数を以下に示す。

試験工事は、等厚式による掘削深度が GL-35m、柱列式が GL-28m にて行った。図-8 に試験工事現場の土質柱状図を示す。当該現場は、上部がローム層および鹿沼層で、底部は硬質砂礫層であった。

ECウォールのボーリング試料より湿潤密度、含水比および透水系数を表-4に示す。試験結果より、等厚式で $1.8 \times 10^{-9} \sim 1.1 \times 10^{-8} \text{cm/s}$ 、柱列式で $3.9 \times 10^{-10} \sim 1.6 \times 10^{-9} \text{cm/s}$ が確認され、ローム層や硬質砂礫地盤においても高い遮水性能が確認された。

表-4 コア採取したECウォール試料の物性値

CASE		湿潤密度 (g/cm^3)	含水比 (%)	透水系数 (cm/s)
等厚式	G.L-7m	1.927	27.5	1.08×10^{-8}
	G.L-12m	1.910	28.5	9.19×10^{-9}
	G.L-18m	1.968	24.4	1.76×10^{-9}
	G.L-22m	1.850	33.7	1.80×10^{-9}
柱列式	G.L-7m	1.920	27.4	1.53×10^{-9}
	G.L-12m	2.006	22.1	1.28×10^{-9}
	G.L-18m	1.827	32.6	3.87×10^{-10}
	G.L-22m	2.052	19.3	9.98×10^{-10}

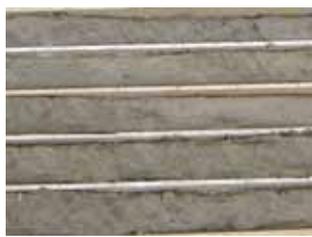


写真-10 ECウォール内部確認

写真-11 ECウォールコア

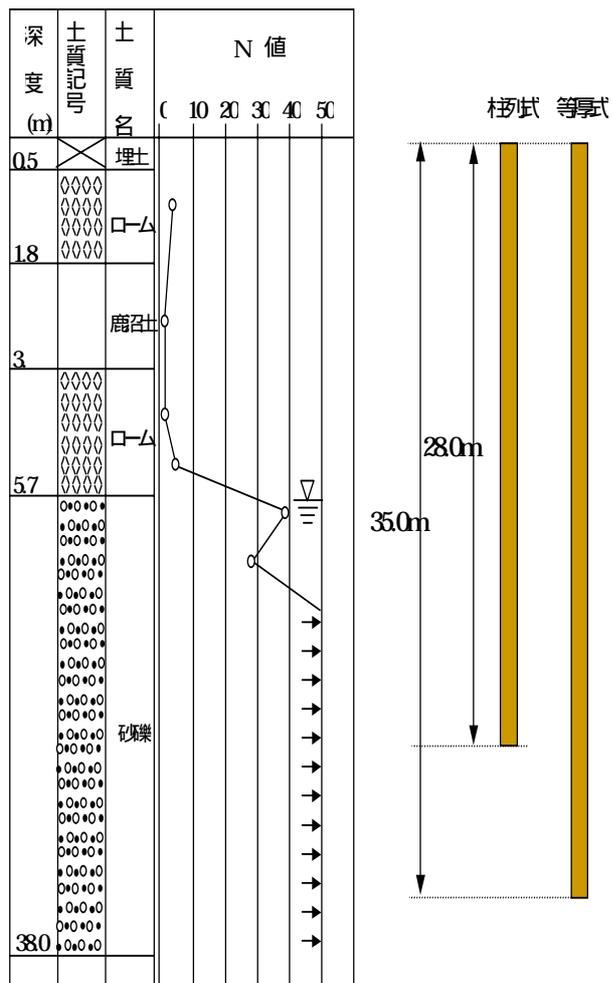


図-8 試験工事土質柱状図

11. 施工事例³⁾

11.1 汚染土壌工事概要

名古屋市内の某所において、その土地の利用を図るため、事前調査から過去の埋め立て廃棄物に由来したと思われる重金属（ふっ素、ほう素、鉛）による土壌および地下水の汚染が確認された。検討の結果、土壌汚染の範囲を鉛直遮水壁によって囲い込み、地下水の経路を遮断することで汚染の拡散防止を図る方針で工事を進める事になった。

汚染地下水の封じ込めは底面、側面、上面が遮水構造となる。底面となる現地盤の不透水層は事前のボーリング調査にてその存在位置および所定の透水系以下である事が確認され、上面においては商業施設の一部である建築物やアスファルト舗装により全面が覆われることから、上部からの雨水等の浸入がない構造になっている。側面に施される鉛直遮水壁については、等厚式地中連続方式によるECウォール工法が採用された。

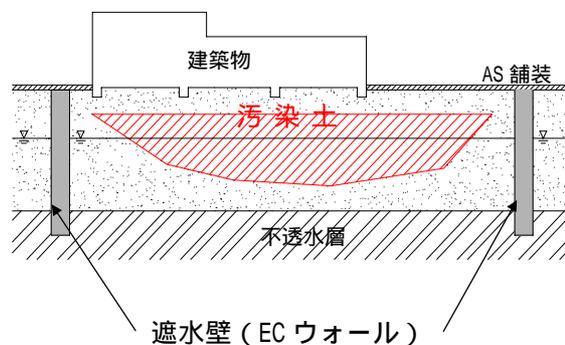


図-9 汚染土封じ込め構造イメージ

1.1.2 配合計画

計画にあたって、事前ボーリングにより得られた試験を用いて室内配合試験を行った。目標壁体品質は、透水係数が $k=1 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ 以下を設定。これは、廃棄物処理法における最終処分場の構造基準が $k=1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 以下としていることから、実施工におけるばらつきを考慮し、10倍の余裕を考慮した配合とした。

その結果、ECウォール掘削液は、対象土量 1m^3 当たり 200L/m^3 (20% 注入)、(ECウォール材添加量 10kg/m^3) とし、粉体混合量を 90kg/m^3 、ECウォール材総混合量は 100kg/m^3 に実施配合を決定した。

図-10 に当該現場土質柱状図、表-5 に実施配合を示す。

表-5 ECウォール実施配合

ECウォール混合量 (kg/m^3)		総混合量 (kg/m^3)
掘削液	粉体	
10	90	100

1.1.3 壁体品質の確認

当該現場の遮水性能を評価するにあたり、 $2,000 \text{m}^2$ /回の頻度にてECウォール試料をウェットサンプリングにより採取した。なお、試料採取深度は測定箇所1箇所あたり3深度(上部 $\text{GL}-0.2\text{h}$ 、中部 $\text{GL}-0.5\text{h}$ 、下部 $\text{GL}-0.8\text{h}$) に行い、図-11 に示す試料採取器をチェーンに設置し、任意3深度のECウォールを採取した。図-12 に採取試料土の透水係数を示す。

試験結果より、目標透水係数を満足することができた。また、透水係数のばらつきは10倍未満におさまっており、均一性が実証できた。

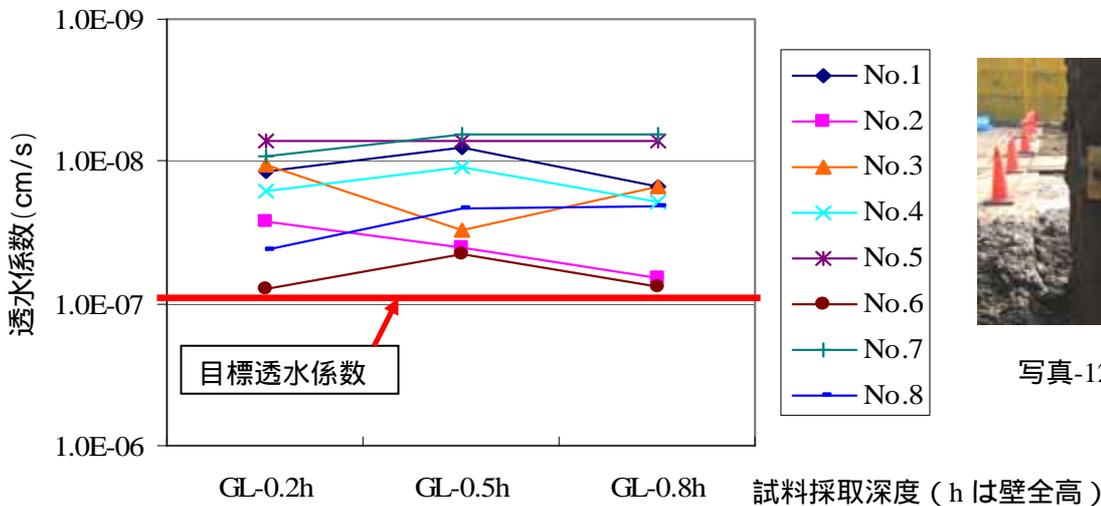


図-12 ECウォール壁体透水試験結果

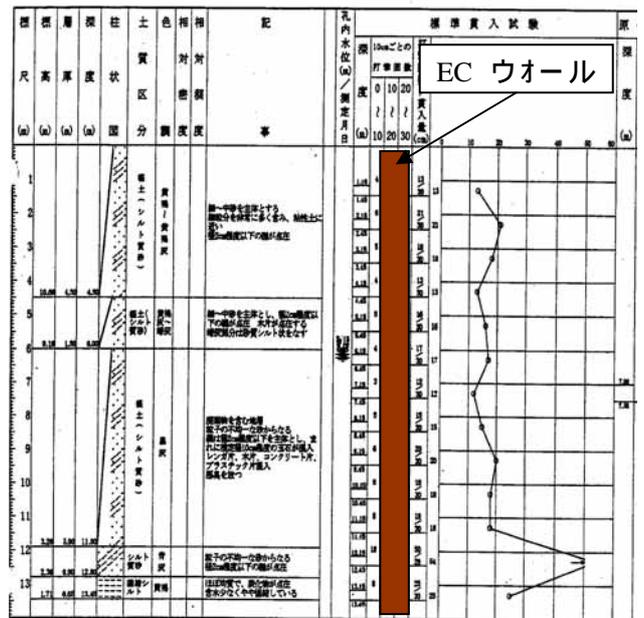


図-10 土質柱状図

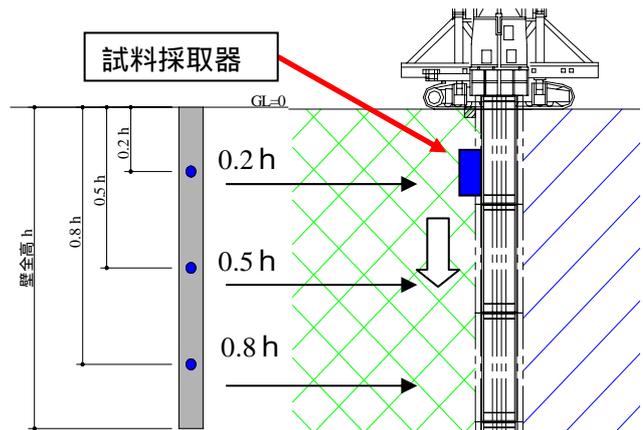


図-11 ウェットサンプリング方法



写真-12 試料採取器

1 1.4 事後調査の結果

施工完了後に、遮水性の確認のため、遮水壁内外井戸における地下水位のモニタリングを行った。水位変動データを図-13 に示す。

図中の井戸 A (点線) は、遮水壁外部の井戸であり、井戸 B、C および D は、遮水壁内部の井戸である。

調査は、遮水壁外部の井戸 A にて揚水を行い、遮水壁内井戸地下水位の変動を確認した。

調査結果より、井戸 A は、途中から揚水を行った為、地下水位が低下している事が確認できる。遮水壁内井戸 B、C および D の地

下水位は、井戸 A の地下水変動に関わらず、遮水壁内部の地下水位が全て一定に保たれていることから、地下水の流入が完全に遮断されているものと考察できる。

なお、遮水壁工事完了後は、上部がアスファルト等で覆われていないため、遮水壁内部の地下水位は雨水などの浸透により少しずつ上昇している。

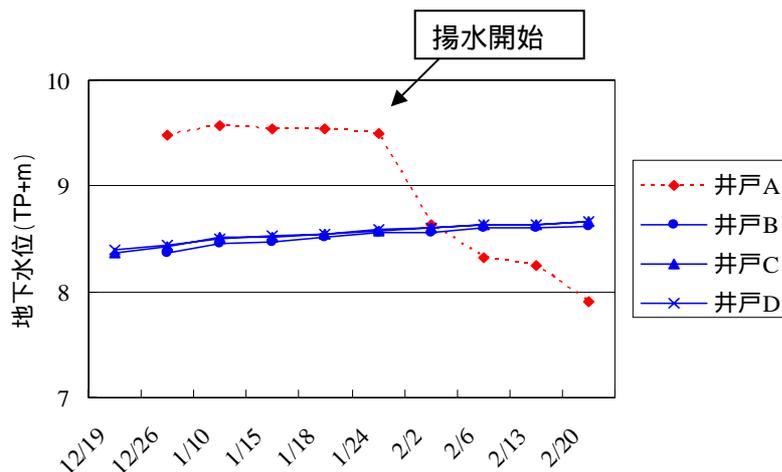


図-13 地下水位測定結果

1 2 . おわりに

本工法は、すべての機械攪拌工法の最大のテーマである無排泥施工という目標を達成することができた。また、遮水材料を粘土鉱物 (EC ウォール材) にすることで従来工法では成し得なかった安定性や靱性を確保することができた。今後、大深度施工への適用やコスト縮減に向けた施工方法の確立に努め、工法の普及を行う方針である。

昨今騒がれている「エコ技術」として炭酸ガス排出量を大幅に削減し、信頼性の高い環境負荷低減工法として社会に貢献できれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本粘土学会ベントナイト利用研究グループ資料集 (1)
- 2) 日本粘土学会ベントナイト利用研究グループ資料集 (2)
- 3) 御手洗義夫、伊藤弘毅、岸田隆夫、堀井良介、橋本文男；廃棄物処分場の遮水工に用いる各種リサイクル材を利用した変形追従性遮水材料の開発、第五回環境地盤工学シンポジウム論文、2003 (P.77 ,82)
- 4) 御手洗義夫、河合弘之、安原一哉、菊池喜昭；古タイヤチップを混合した固化処理土の靱性向上効果と港湾工事への適用事例、第六回地盤改良シンポジウム、2004.4 (P.83,85)
- 5) 早川国男、竹岡由積、楫富久也、池田幸一郎；エコクレイ (EC) ウォール工法による遮水壁造成工事、土木学会第 62 回年次学術講演回 (平成 19 年 9 月)

「デナイト[®]」による重金属汚染土壌の対策技術の紹介

太平洋セメント(株) 資源事業部 営業企画グループ 守屋 政彦
同 セメント・コンクリート研究部 土壌環境チーム 松山 祐介

1. はじめに

土壌汚染対策法の施行（平成 15 年 2 月）を契機に汚染土壌の調査・対策市場が顕在化・拡大し、対策事例の増加に伴い様々な対策が開発¹⁾、実施されている。本年 4 月には同法が改正され法対象の拡大および処理、管理の厳格化が図られ、自然由来の土壌汚染についても明文化された。自然由来の汚染については、国土交通省から本年 3 月にマニュアルが作成、公開されている。

不溶化対策は、法の中でも原則となる措置として定義されており、第二種特定有害物質（重金属等）に対しては特に有効な対策手法である。また、場外搬出するケースにおいても汚染の程度（溶出量）を低減する手法として利用可能である。さらに、公共工事などで問題となる掘削ズリなどの自然由来の汚染に対しても、全量不溶化とともに吸着資材による吸着工法が実施されている。

「デナイト[®]」は平成 18 年 8 月に製品化、重金属類に対して高い不溶化性能を示す。土壌汚染対策法の重金属等（第二種）全てに有効であり、自然由来の汚染土壌なども含め汚染判明件数の多い鉛、ひ素、ふっ素に対して特に優れた性能を発揮する。既存の地盤改良の施工方法で実施可能という汎用性にも優れており、販売開始以来、公共工事も含め実績を伸ばしている。

本報告では、「デナイト[®]」の基本性状や適用事例を配合試験の方法、施工事例および新たなニーズとして自然的原因での汚染の対策工法である吸着工法への適用について検討した結果などを紹介する。

表 1 デナイト[®]による主な実施例（H19.8～H22.6）

No.	工事概要	地区	発注者	汚染元素
1	工場増設工事	中部	民間	鉛/Pb、ひ素/As
2	公園土壌改良工事	関西	民間	鉛/Pb、ひ素/As、ふっ素/F
3	公園土壌汚染対策工事	関東	公共	鉛/Pb、ひ素/As、ふっ素/F、六価クロム/Cr(VI)
4	商業施設建設工事	中部	民間	ひ素/As
5	水処理施設増設工事	関東	公共	鉛/Pb、ひ素/As、ふっ素/F
6	建設現場汚染土対策工事	関西	民間	ひ素/As
7	工場跡地汚染対策工事	関東	民間	ひ素/As、ふっ素/F、六価クロム/Cr(VI)
8	場内汚染対策工事	北陸	民間	鉛/Pb
9	道路建設工事	北陸	公共	鉛/Pb、ひ素/As
10	工場内汚染土対策工事	関東	民間	鉛/Pb
11	工場跡地汚染対策工事	九州	民間	鉛/Pb、六価クロム/Cr(VI)
12	遊水地汚染対策	関東	公共	鉛/Pb
13	搬出土改質工事	関東	公共	鉛/Pb
14	処理土不溶化対策	関西	民間	ふっ素/F 他
15	建設現場汚染土対策工事	関東	民間	ふっ素/F
16	場内汚染対策工事	北海道	民間	ふっ素/F
17	跡地汚染土対策工事	九州	民間	鉛/Pb
18	処理土不溶化対策	関東	民間	ふっ素/F 他
19	建設現場汚染土対策工事	中国	民間	ふっ素/F
20	道路建設工事	中部	公共	鉛/Pb 他
21	河川底質不溶化対策	関西	公共	鉛/Pb
22	場内保管土壌処理	関東	民間	鉛/Pb、ひ素/As、ふっ素/F 他
23	工場内汚染土壌対策工事	関東	民間	鉛/Pb、ふっ素/F
24	場内不溶化工事	関東	民間	ふっ素/F

※平成19年8月1日 デナイト販売開始

2. 物理・化学特性および特長・不溶化機構

「デナイト[®]」は、酸化マグネシウムを主成分としてカルシウム成分を配合した無機系の非セメント系の粉体材料で、従来工法で使用されている施工方法で使用可能な汎用性の高い材料である。物理・化学的な基本特性を表 2 に、特長および不溶化機構や対象となる重金属等を次頁に示す。

表 2 デナイト[®]の基本性状

項目		試験結果
密度 (g/cm ³)		3.20
粉末度、比表面積 (cm ² /g)		5,585
主成分 (%)	酸化マグネシウム : MgO	65.6
	酸化カルシウム : CaO	14.7

Masahiko Moriya 〒135-8578 東京都港区台場 2-3-5 TEL03-5531-7401、FAX.03-5531-7599
Yuusuke Matsuyama 〒285-8655 千葉県佐倉市大作 2-4-2 TEL043-498-3874、FAX.043-498-3821

<デナイト[®]の特長>

- ◆様々な重金属に対して優れた不溶化性能を示し、複合汚染にも対応可能である。
- ◆非セメント系の無機系の粉体材料で、六価クロムを含まず、低アルカリ性を示す。
- ◆混合直後より不溶化作用を発揮し、長期に渡り継続する。
- ◆従来工法での施工が可能である（スラリー／水との併用での施工も可能）。

<不溶化機構>

デナイト[®]の重金属等に対する不溶化機構／メカニズムは、（水と出会って反応する）水和反応により発現し、汚染物質の種類によりこれらのメカニズムが複合的に作用することで多種多様な汚染や複合汚染にも対応可能である。不溶化機構と対象となる重金属等を表3に、水和生成物の電子顕微鏡写真を写真1に示す。

表3 不溶化機構と不溶化される主な物質

機構		不溶化される主な物質
I	難溶性水酸化物の形成	鉛、カドミウム、水銀 など
II	難溶性塩類の形成	ひ素、セレン、ふっ素、ほう素 など
III	水和物への吸着、固定	六価クロム、ひ素、セレン、ふっ素、ほう素 など

表4 各種金属水酸化物の溶解度積

金属イオン	溶解度積
Cd ²⁺	2.0×10^{-14}
Pb ²⁺	4.2×10^{-15}
Zn ²⁺	4.5×10^{-17}
Sn ²⁺	3.0×10^{-27}
Hg ²⁺	3.0×10^{-26}
Mn ²⁺	2.0×10^{-12}

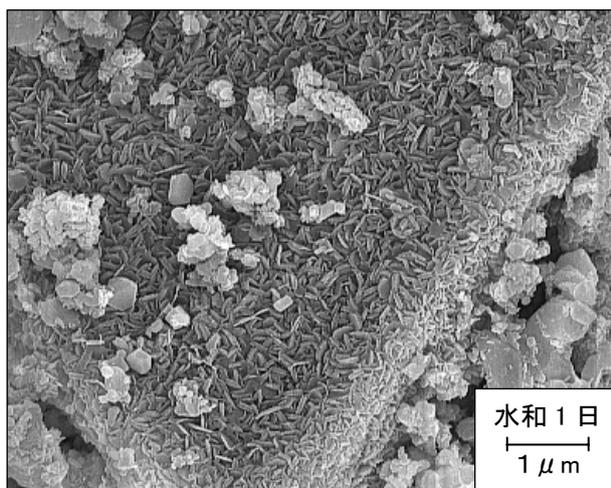


写真1 水和生成物の電子顕微鏡写真

機構Ⅰ：難溶性水酸化物の形成

土壌中の水分とデナイト[®]の水和反応により水酸化物イオン（OH⁻）が生成し、pHが10前後のアルカリ性雰囲気となる。

生成した水酸化物イオン（OH⁻）と陽イオンとして溶解（溶出）しているの重金属等が安定した水酸化物を形成する。鉛やカドミウムなどの水酸化物は難溶性で溶解度が極めて低く溶出が抑制される。

機構Ⅱ：難溶性塩類の形成

デナイト[®]の水和反応により生成するマグネシウムやカルシウムなどのアルカリ金属イオンと陰イオンとして溶解（溶出）している重金属等が、溶解度の低い難溶性の塩類を形成して溶出を抑制する。

機構Ⅲ：水和生成物への吸着と固定

水和反応による生成物（水和生成物）は反応の進行とともに成長し、その結晶構造中や表面に様々な重金属等を固定（固溶）、吸着し、溶解（溶出）していた重金属等の溶出を抑制する。

4. 適用事例

汚染土壌の不溶化を示すとともにデナイト[®]を使用した様々な適用事例を紹介する。

4. 1 汚染土壌不溶化

4. 1. 1 配合試験

汚染土壌の不溶化における材料使用量は、配合試験によって添加量と性能（不溶化、強度など）の関係を把握して選定する。実際の現場にて使用する材料量は、土質性状や施工方法（施工機械など）を考慮して決定する必要がある。配合試験のフローを図1に示す。

- ①汚染土壌に対して所定量の不溶化材を添加する（添加水準は3水準以上が望ましい）。
添加方法は、実際の現場での使用方法を想定して選定（粉体/スラリー）。

- ②ミキサーにて混合ムラのないよう良

く混合する。 例) ホバートミキサー5分間（2.5分間→切返し→2.5分間）

- ③混合後の処理土は試験内容により成型などを行って供試体を作成する。

例) 強度試験（円筒形供試体、Φ5.0cm×h10.0cm）など

- ④供試体は乾燥を防ぐ措置を施し、恒温恒湿（20±3℃、80%以上）の状態です所定材齢まで湿空養生する。

- ⑤所定材齢が経過した養生後の供試体で各種試験を実施する。

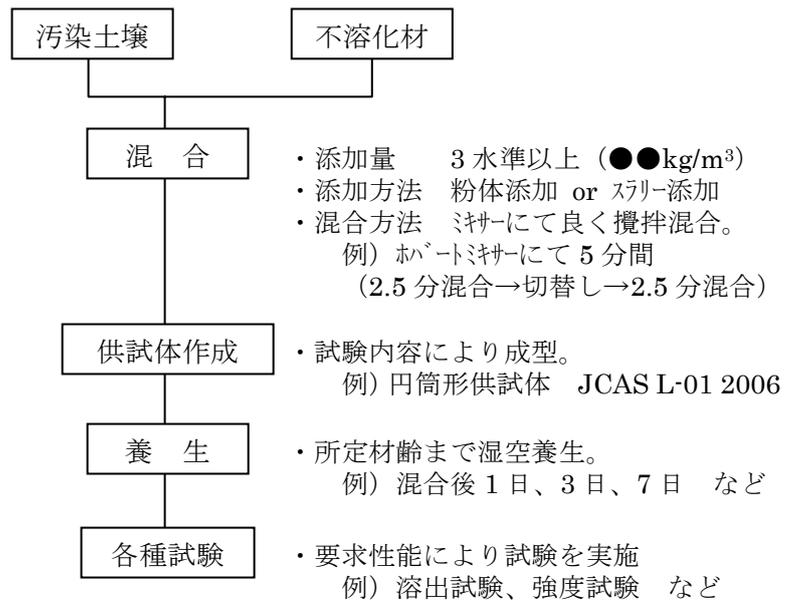


図1 配合試験のフロー

4. 1. 2 不溶化事例

各種の汚染土壌に対してデナイト[®]を適用した不溶化事例を表5に示す。

いずれの汚染土壌に対しても十分な不溶化効果を示し、処理後は土壤汚染対策法の基準値を満足していた。また、土壌No.⑦、⑧は不溶化前の溶出量が土壤汚染対策法の第二溶出量基準（鉛、ひ素：0.3mg/L）を超過した高濃度汚染土壌だが、添加量 100kg/m³で基準値を満足する結果が得られ、非常に高い不溶化効果が確認された。

表5 デナイト[®]による汚染土壌の不溶化事例

土壌	対象元素	添加量 (kg/m ³)	溶出量 (mg/L) 注1			pH (検液)
			不溶化前	不溶化後	基準値注2	
①	ふっ素	100	2.4	0.36	0.8	9.9
②	ふっ素	300	15.0	0.08	0.8	10.6
③	ひ素	150	0.2	<0.002	0.01	10.3
④	ほう素	100	12.3	0.71	1	10.2
⑤	六価クロム	200	0.21	<0.02	0.05	10.2
⑥	水銀	100	0.0018	<0.00005	0.0005	9.9
⑦	鉛	100	1.6	<0.01	0.01	10.6
⑧	ひ素	100	7.29	0.01	0.01	10.3

注1：環境省告示第18号（H15.2）。

注2：土壤汚染対策法（H15.2）に示される溶出量基準。

自然由来も含め汚染判明件数の多い鉛、ひ素、ふっ素について、より詳細な結果を不溶化処理後の外的要因（酸、アルカリ）が効果の安定性に与える影響を財）土壤環境センターの「重金属不溶化処理土壌の pH

変化に対する安定性の相対的評価方法「GEPC・TS-02-S1」で評価した結果とともに図2～7に示す。

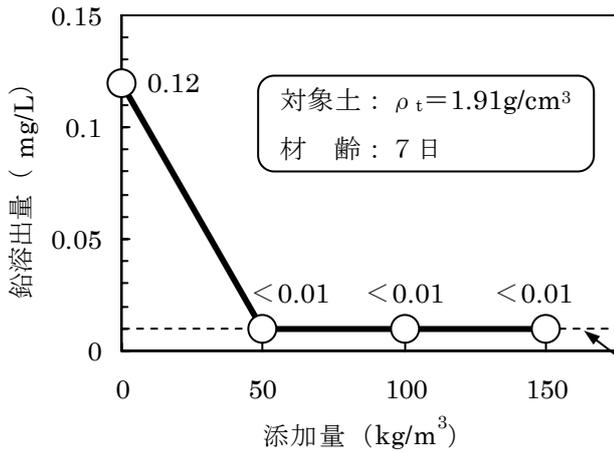


図2 添加量と不溶化効果の関係/鉛汚染土壌

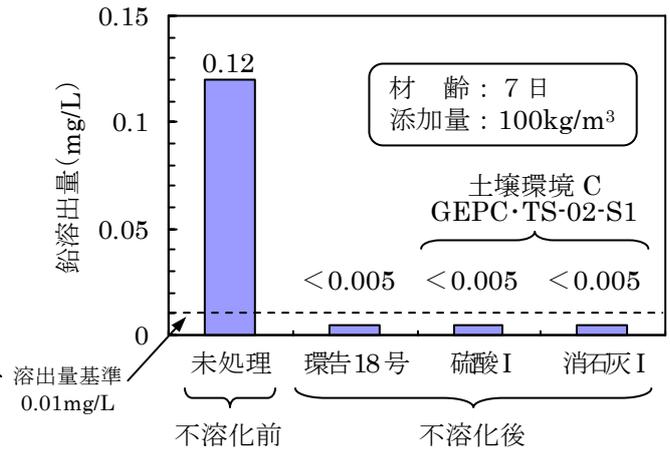


図3 不溶化効果と酸・アルカリの影響/鉛汚染土壌

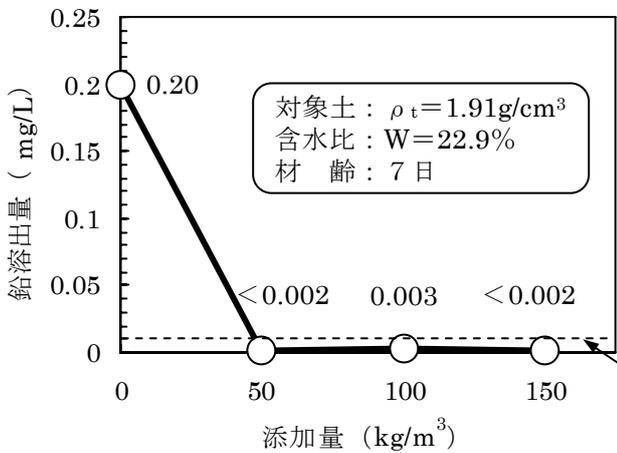


図4 添加量と不溶化効果の関係/ひ素汚染土壌

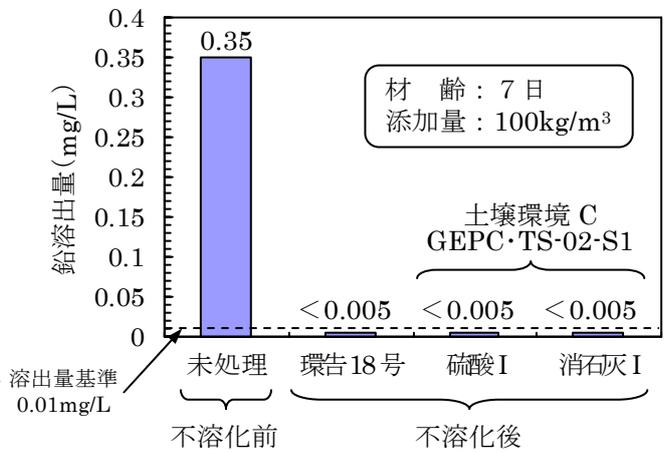


図5 不溶化効果と酸・アルカリの影響/ひ素汚染土壌

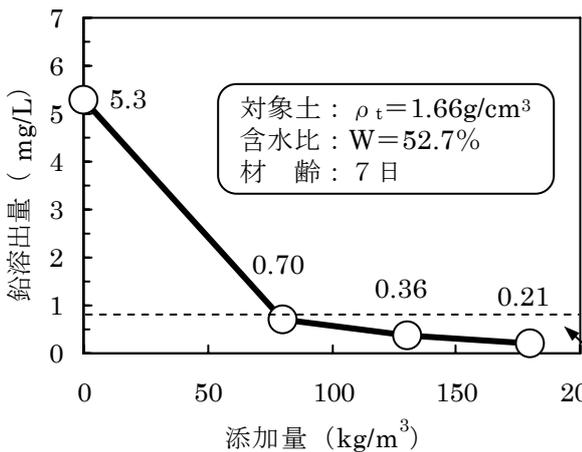


図6 添加量と不溶化効果の関係/ふっ素汚染土壌

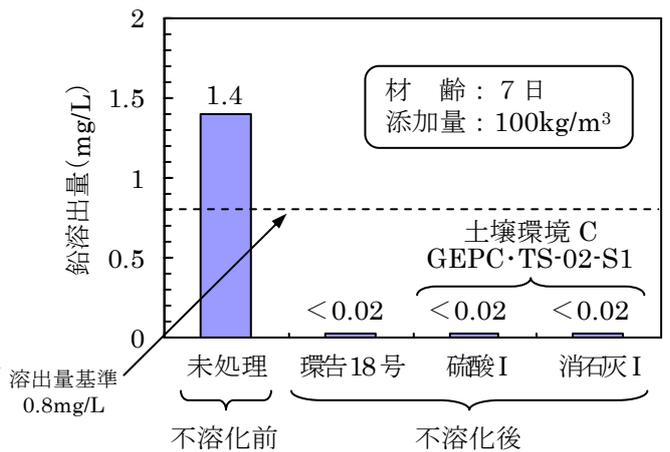


図7 不溶化効果と酸・アルカリの影響/ふっ素汚染土壌

比較的汚染レベルの高い土壌（溶出量基準に対して鉛：12倍、ひ素：20倍、ふっ素：6.6倍）でも、低添加量（鉛、ひ素：50kg/m³、ふっ素 80kg/m³）で十分な効果が発現し、溶出量基準を満足することが確認された。また、各汚染土壌（溶出量基準に対して鉛：12倍、ひ素：30倍、ふっ素：1.75倍）における不溶化効果の安定性も、試験方法の違いによる効果の差は認められず、酸およびアルカリ条件下でも安定した不溶化効果を発揮することが確認された。

4. 1. 3 試験施工／混合精度

固化材を地盤に添加・混合する地盤改良も、固化材種や添加量などの条件決定については、不溶化対策同様に、事前に配合試験を行うことが一般的であり、要求性能の指標として一軸圧縮試験やCBR試験など行われている。配合試験により得られた結果は、工法や施工機械の混合能力（精度）などを考慮した現場／室内強度比²⁾により実施工での添加量の割増率を算出する。

不溶化対策工事においては、不溶化性能（溶出量）の現場／室内比といった既往の検討結果などは無く実施工における割増率の設定が困難である。ここでは、本工事の実施に際して水／不溶化材比や不溶化材添加量などを決定するために試験施工を実施した結果を参考として示す。試験施工を行った施工機械（攪拌部分）を写真2に示す。なお、施工機は対象地盤中に夾雑物があること、混合精度などを考慮して特殊攪拌混合機が選定されており、試験施工においても同じ施工機を使用した。



写真2 施工機外観

上段：全体写真、下段：攪拌部

1) 試験条件

水／不溶化材比（W/C）の検討（ケース1）は、添加量 100kg/m^3 一定として、 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 、深度 1m の施工区画に $W/C=100\%$ 、 150% 、 200% と水比を因子として試験施工を行った。不溶化材添加量の検討（ケース2）は、 $W/C=100\%$ 一定として、 $10\text{m} \times 10\text{m}$ の対象区を $5\text{m} \times 5\text{m}$ の4区画に分割し、不溶化対象層厚 0.5m に対し、不溶化材添加量を因子として 60kg/m^3 、 100kg/m^3 、 140kg/m^3 で混合施工した。また、ケース2では $W/C=100\%$ 、 100kg/m^3 の条件で、同一区画に対して混合時間を半分で施工（以降、倍速施工）し、施工能力と混合精度についても検討を行った。ケース1の施工区画を図8に、ケース2の施工区画および試料採取位置を図9に示す。

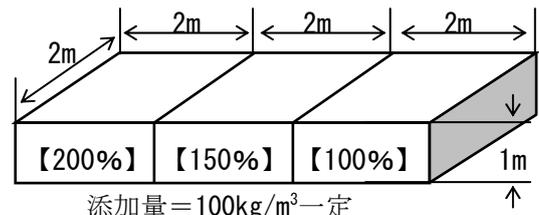


図8 施工区画／ケース1

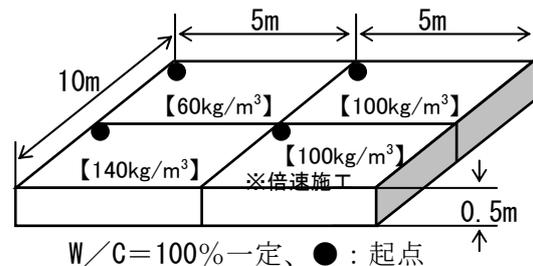
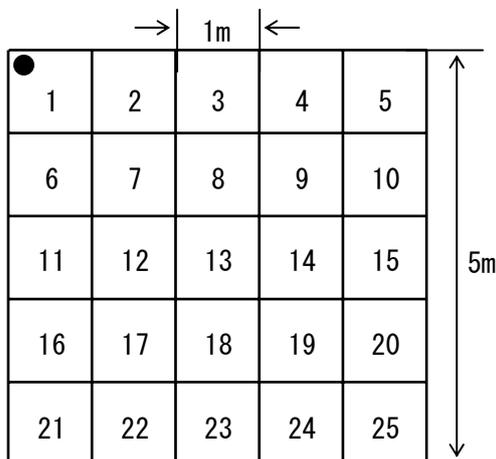


図9 ケース2の試料採取位置（右）と施工区画（左）

2) 試験結果

<ケース1：水／不溶化材比 (W/C) の検討>

試験施工を行った各区画から採取した試料による強度試験の結果を図10に示す。

W/Cが大きくなる程(水が多くなる程)、強度が低下することが確認された。

これは、施工時に添加する水が多くなることで対象区の土壌の含水比が増加し、強度が低下したものと考えられる。今回のように土質条件として砂、礫が多い場合には、W/Cを高くすることで混合性能は上がるが、強度確保および間隙水が多くなるによる拡散の可能性が懸念されることから本施工はW/C=100%で実施することとした。

<ケース2：不溶化材添加量、施工能力の検討>

試験施工を行った各区画から採取した試料による強度試験の結果を図11に示す。

固化材添加量が多くなる程、強度発現性が良好であることが確認された。また、倍速施工では強度が低減していることが確認された。この傾向が混合精度によるバラツキに起因しているかは、検体数(n=3)が少ないので判定できなかった。

区画毎に25ブロックから採取された試料について、全試料で湿潤密度、含水比を、乾燥試料の10mm以下の試料について化学分析を行ったデータを、実施工部分との境界のブロックなどの不良値を考慮して解析した結果を表6に示す。通常施工条件では変動係数が13%~15%と大差なかったが、60kg/m³では最小値が配合試験の結果を下まわることが確認された。また、設定値を倍速施工では変動係数が26%と大きくなり混合精度が低下する傾向が確認された。

4. 2 吸着工法への適用

自然的原因による汚染は、一部を除き、汚染レベル(濃度)がそれほど高くなく、広範囲に及ぶことが多い。特に掘削自体が工事の中で必須であるトンネル工事などの掘削ズリは発生量が多いことからその対策が注目されている。本年3月には国土交通省から技術マニュアルが作成、公開されている。従来型の全量不溶化も行われる中、盛土構造物の下部に吸着層を敷設する“吸着工法”も公共工事を中心に実施されている。吸着工法は技術的な評価、設計方法などについて課題もあり検討が進んでいるが、吸着資材の吸着特性を評価し周辺への拡散を防止する低コストな手法として注目されている。

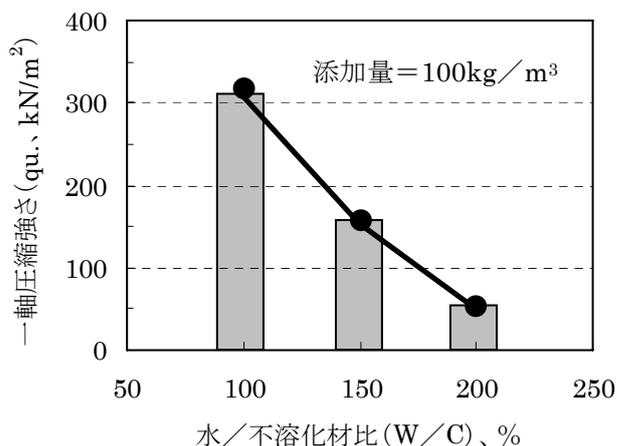


図10 試験施工結果／材齢7日
～水／不溶化材比と強度の関係

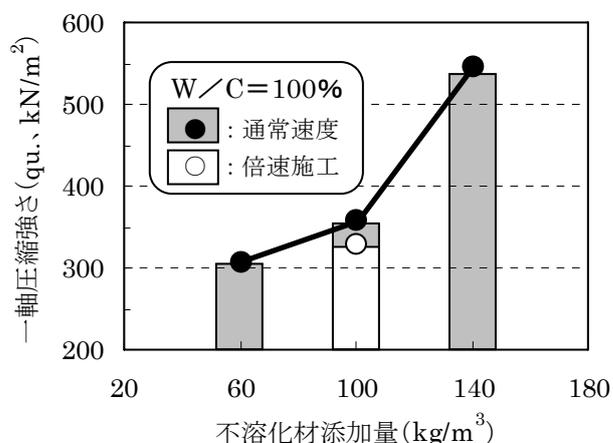


図11 試験施工結果／材齢7日
～不溶化材添加量と強度の関係～

表6 区画毎の統計値一覧

統計値	添加量設定値 (kg/m ³)			
	60	100	140	100 ※倍速施工
平均値 (kg/m ³)	60.6	86.7	125.9	97.7
最大値 (kg/m ³)	48.4	60.5	93.1	58.9
最小値 (kg/m ³)	75.3	111.6	165.3	139.5
変動係数 (%)	13.1	15.2	14.5	26.0

ここでは、重金属等に対して不溶化効果を発揮する「デナイト[®]」の吸着工法への適用として、吸着特性をひ素に対して検討した結果を示す。なお、ひ素は地下水などの液相に溶解（溶出）している際は陰イオンとして存在し、イオン価数（3価、5価）により形態も異なる。

4. 2. 1 試験方法

1) 試験条件

試験は重金属試薬を使用して汚染濃度を調整した汚染溶液を使用し、バッチ試験により吸着後のひ素濃度を測定した。試験条件を表7に示す。

表7 バッチ試験条件

項目	内容
対象元素／使用試薬	ひ素／3価（亜ひ酸ナトリウム）、5価（ひ酸水素二ナトリウム七水和物）
初期設定濃度	1、10、100、1000 mg/L
固液比	デナイト：溶媒（ひ素溶液）＝1：100
反応時間	4時間／反応中はマグネツクスターラーで連続攪拌
検液の作成方法	0.45 μmメンブレンフィルターにて固液分離（吸引ろ過）

2) 試験結果

初期濃度と吸着後の濃度から平衡濃度と平衡吸着量を算出、その関係を吸着等温線として吸着特性を検討した結果を図12に示す。

「デナイト[®]」によるひ素の吸着特性は価数によらず高いことが確認でき、吸着工法の資材としても十分に適用可能であると判断される。

また、Langmuir式 $[W=aWsC/(1+aC)]$ による回帰分析を行うと、吸着平衡定数は $2.61 \times 10^{-2} \text{ L/mg}$ （3価）、 $3.97 \times 10^{-1} \text{ L/mg}$ （5価）と吸着選択性は5価のひ素のほうが高く、飽和吸着量は 16.67 mg/g （3価）、 6.40 mg/g （5価）と3価の方が高いことが判明した。

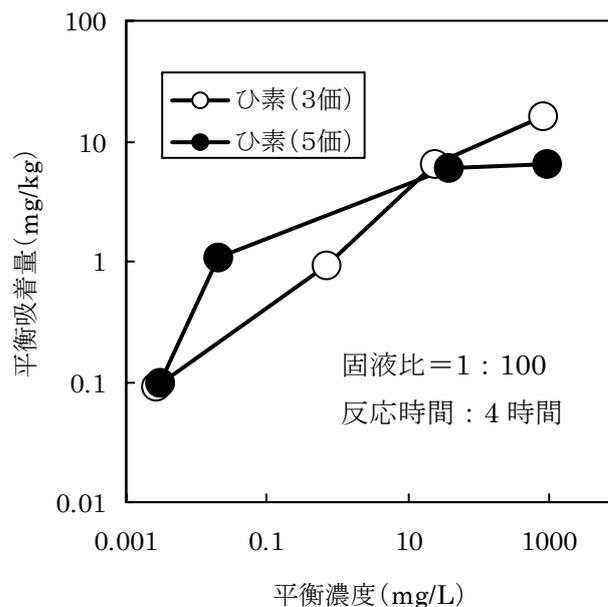


図12 ひ素の吸着等温線

5. まとめ

「デナイト[®]」の汚染土壌の不溶化事例とともに、トンネルズリ対策工法である吸着工法への適用検討などを紹介した。同工法への適用も含め、今後は更にデータや実績などを蓄積し、汚染土壌対策全般の信頼性向上や普及の一助としたい。

<参考文献>

- 1) 松山祐介、守屋政彦（2004）：汚染土壌の固化不溶化技術に関する研究、地下水・土壌汚染とその防止に関する研究集会第10回講演集、pp.136-139、
- 2) 社）セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル 第3版、pp.46-48

高トルク型複合相対攪拌工法(エポコラム工法) による既製杭破碎施工と硬質地盤への適用事例

小野田ケミコ (株) 鈴木 孝一¹⁾, 西尾 経²⁾, 田中 信哉³⁾
中央大学理工学部 齋籐 邦夫⁴⁾
エポコラム研究会 原 満生⁵⁾, 高倉 功樹⁵⁾

1. はじめに

近年、耐震対策や建築物の老朽化に伴う再開発事業が活発化しており、建築物の建替え工事が頻繁に行われている。また、最近では、深層混合処理工法は軟弱地盤のみならず、中間層に硬質な地盤がある場合や支持層に対する根入れ等、多種多様な地盤においても良好な攪拌改良施工を行うことが重要な課題となっている。

建築物の建替え工事では、地盤内に残置された基礎杭の取り扱いが大きな課題となる。すなわち、新設される建築物の性能に応じて基礎形式が選定されるのが普通であり、地盤内に残置された杭を先ず排除し、その後、仕様合致した基礎を設ける手順を踏む。しかしながら、「残置杭の処理工」と「基礎の新設工」の二つの工程が同時に実施できれば、省エネルギー化が図れ、工期、工費の点においても大きなメリットになる。

本文では、深層混合処理工法の一つである高トルク型複合相対攪拌工法（以下、エポコラム工法と称す）を適用し、残置された既製杭（PHC 杭および RC 杭）の破碎と攪拌混合処理を同時に行った地盤改良の施工性、改良体のコア性状と強度特性について精査した結果について報告する。また、硬質地盤における施工事例として、傾斜支持層（風化岩層）への根入れ施工と礫質土における施工事例を報告する。

2. エポコラム工法の概要と特徴

本工法の攪拌翼は、図-1 に示すように、外翼 3 枚および芯翼・中翼各 2 枚から構成される。外翼と芯翼が逆転方向に、中翼と削孔ヘッドが正転方向に回転する複合相対攪拌機構を有している。

この攪拌翼の回転作動は、従来工法で留意すべき課題であった「共回り」「つれ回り」現象を防止し、強制的な「練り込み」作用によって、改良体中への固化材の均一拡散や土塊の破碎を連続的に繰り返し、均質な改良体を造成する攪拌混合機能を有する。

本工法の回転駆動装置は、最大トルク 355kN・m(回転数 4.8rpm)と、類似の他工法の掘削トルク値 132kN・m(回転数 13rpm)の約 3 倍と大きい。このトルク性能と回転軸に装着した攪拌翼の剛性の高さが、これまでにない削孔能力を発揮し、N=40~50 の砂礫層や中間層あるいは玉石混じり層の削孔・攪拌を可能としている¹⁾。

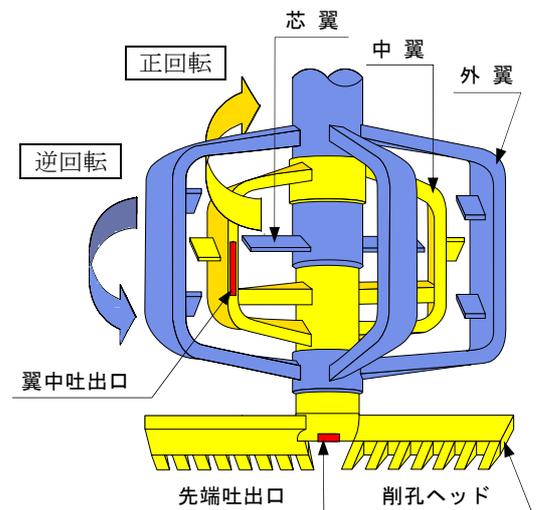


図-1 エポコラム複合相対攪拌翼の模擬図

1)Koichi SUZUKI	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	TEL:03-5615-7035 FAX:03-5615-7022
2)Wataru NISHIO	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	TEL:03-5615-7044 FAX:03-5615-7022
3)Nobuya TANAKA	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	TEL:03-5615-7036 FAX:03-5615-7022
4) Kunio SAITOH	東京都文京区春日 1-13-27	TEL:03-3817-1804 FAX:03-3817-1803
5) Mituo HARA, Kouki TAKAKURA	福岡県福岡市博多区比恵 2-20-25	TEL:092-412-0263 FAX:092-412-4889

3. 既設杭が残置された地盤における施工事例

本工事は、旧建築物を解体後、同場所に新たな複合商業施設を設ける計画である。フーチング基礎下の地盤を複合相対攪拌工法により地盤改良し、改良柱体を造成することとなった。すなわち、同工法により杭破碎を行うと同時に所定強度を有し、かつ改良径 $\phi 1.8\text{m}$ 、改良長 $L=12.9\sim 15.5\text{m}$ の改良柱体を地盤内に造成することが計画された。

3. 1 地盤概要

施工地盤の土質柱状図を図-2(a)に示す。土質は、地表面よりGL-1.3mまでコンクリートガラ主体の埋土、その下層に軟弱な砂、シルト層の互層がおよそ7m堆積している。GL-8.5mから下には、 $5 \leq N < 20$ の礫混じり砂層が続く。その直下に層厚1.1mのシルト層が挟在し、GL-13.4m以深から $N > 20 \sim 40$ の礫混じり砂層に連なる。また、当地盤内には、旧建築物を支持していた $\phi 450\text{mm}$ のPHC杭、 $\phi 300\text{mm}$ のPHC杭とRC杭がおよそ13mの深さに亘って残置されていた。

3. 2 除去工を併用する従来の施工法

地盤改良工の施工にとって障害と認められる残置されたPHC杭等が存在する場合、一般的には、図-3に示す手順にしたがって工事が進められる。すなわち、杭の位置を確認し、頭出しを行ってオールケーシング工法で杭を1本1本取り除き、その後、深層混合処理機によって地盤を攪拌・混合して所定の改良体を造成する。通常の地盤改良施工に較べて、残置杭を除去する前処理工程の時間と経費が必須となる。さらに既設杭配置が不明の場合は杭の配置確認も必要になり、別途調査に時間を要し、大幅に工期・工費が増大する。

このような場合、1)改めて杭を除去するか、2)設計条件を満たす範囲で改良体位置の変更あるいは、3)改良体を増打ちによって対処しなければならず、大幅な施工工程の変更が発生する。

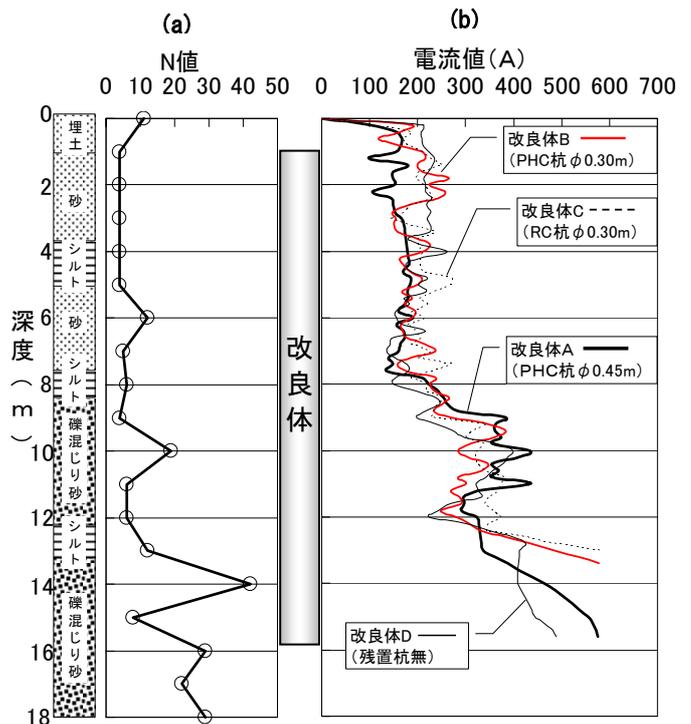


図-2 土質柱状図と駆動モータの電流値比較

表-1 地盤改良施工仕様と残置杭位

番号	A	B	C	D
形状				
改良径(m)	$\phi 1.8$	$\phi 1.8$	$\phi 1.8$	$\phi 1.8$
既設杭(mm)	PHC杭: $\phi 450$	PHC杭: $\phi 300$	RC杭: $\phi 300$	なし
施工長(m)	15.50	13.02	12.90	15.50
空掘長(m)	1.45	1.45	1.45	1.45
改良長(m)	14.05	11.57	11.45	14.05

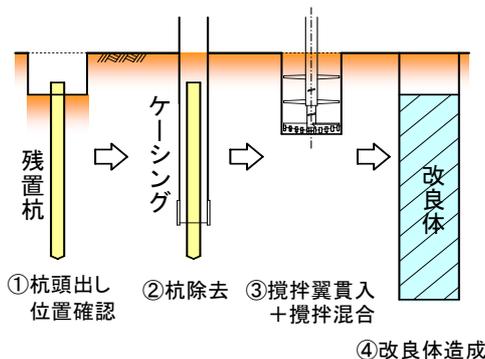


図-3 従来工法の施工手順

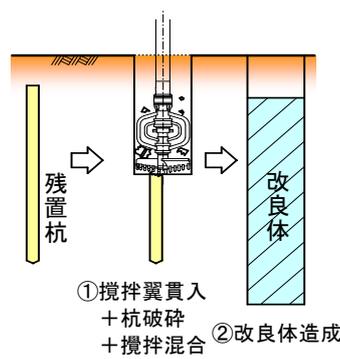


図-4 エポコラム工法の施工手順



写真-1 残置杭・改良体確認(改良体 A)

3. 3 エポコラム工法による既製杭破碎施工

図-4 は、エポコラム工法による残置杭の破碎と攪拌混合の同時施工手順図である。本工法では、高剛性の籠状攪拌翼と高出力トルク回転機構の組み合わせにより、一工程で既製杭を破碎しながら、原土と固化材スラリーおよび杭の破砕片を巻き込ながら攪拌混合し、改良体を造成することが可能である。

本工事においては、既製杭の破砕片を巻き込んだ改良体の品質と施工性能の調査および評価検証を行った。表-1 は、改良位置と残置杭との位置を示す。3種の残置杭について、同時施工時の攪拌性能および改良品質を比較調査した。これに残置杭が存在しない場合を加え、計4通りとした。それぞれにA~Dの記号を付して区分する。Aは、残置されたφ450mmのPHC杭が改良域内の外縁に位置する場合である。B、Cは、φ300mmのPC杭およびRC杭の場合で、Aに比べ、杭が改良体中心よりに位置している。

写真-1は、頭出しを行った残置杭と改良体の施工予定個所との相対的な位置関係を示したもので、記号Aで示す場合に相当する。すなわち、杭径φ450mm、肉厚t=80mmの残置PHC杭が改良予定円の右内側に位置している。また、同写真には、杭頭部よりらせん筋のPC鋼線が複数認められる。

3. 4 掘削貫入抵抗

掘削貫入時に攪拌翼が受ける抵抗の大きさは、地盤の種類・強度、残置杭の種類、改良体との相対位置等に関係する。また、掘削貫入抵抗は、攪拌軸を回転駆動させるモータの電流負荷に直接連動している。そこで表-1で区分したA~Dの4ケースについて、掘削貫入に伴う駆動モータの電流値の変化を測定し、比較することを試みた。図-2(b)がその結果である。

同図より、地盤上部GL-3.0m付近までの埋土部分の電流値は、4者のデータに比較的大きな変動が認められる。これは不均質なコンクリートガラが主体の埋土であるため、この影響が反映したものと考えられる。埋土に続くGL-3.0~8.0mは、 $3 < N$ 値 < 6 の軟弱な砂層、シルト層であり、4ケースとも200A程度の電流値になっている。礫混じり砂層となるGL-9.0m以深から電流値は漸次300Aまで増大し、改良体の造成深度であるGL-15m近傍ではおよそ500Aとなった。電流値の地盤深度に対する応答を見る限り、残置杭の種類、改良体との相対位置によって極端に大きな違いは認められない。装備した駆動モータが十分なトルクを有していることがその理由と考えられる。本工法は、改良範囲内に1本程の残置杭があっても、杭種に依らず施工性能に影響しないことが判明した。

3. 5 改良体品質の評価

3. 5. 1 杭破砕片の分布

エポコラム工法によって造成したφ1.8mの改良体天端部の出来形を確認したのが、写真-2である。図中の白線が示しているのが改良体断面であり、計測結果より所定改良径φ1.8mが確認できる。改良断面内に一様に小塊が散在しており、これが杭の破碎によって生じた小片で、大略10~50mmの大きさであった。

写真-3は、改良長14.7mの改良体に対し、直径φ86mmのオールコアボーリングによって採取したコアの状況である。コアの全長に亘って残置杭の破砕片が大きな偏りなく、均一に混入しているのが認められる。また、図-5は、写真-3に対比させて作成したコアの詳細なスケッチである。図中、黒く塗りつぶした個所が杭破砕片、斜線部分が混入礫である。コアはいずれも破砕片混入による欠損部はほとんどなく良好で、コア採取率は97~100%にあり、平均採取率は99.4%であった。

試みに採取したコア1mの投影面積に占める杭破砕片の面積を精密計測し、破砕片混入率(=破砕片合計面積/コア採取投影面積×100)を算出した。その結果、混入率は0.9~3.7%であり、平均値は1.7%となった。改良体(φ1.80m)に対する残置杭(φ450mm, t=80mm)の体積比率は3.9%である。この差は、目視確認による誤差と考えられる。

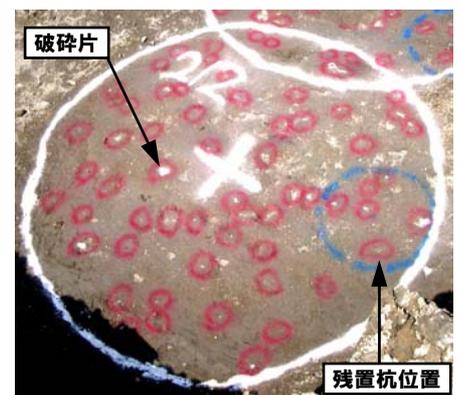


写真-2 出来形状況(改良体 A)

改良長



写真-3 全長コア状況

改良長 (m)	土質区分	コアの状況 (スケッチ) ■: 杭破砕片					掘進長 (m)	採取長 (m)	採取率 (%)	破砕片積 (cm ²)	コア投影面積 (cm ²)	破砕片率 (%)
		0	20	40	60	80						
0							1.00	0.99	99	7.7	643.5	1.2
1							1.00	0.98	98	13.2	637.0	2.1
2							1.00	1.00	100	11.0	650.0	1.7
3	砂						1.00	1.00	100	23.9	650.0	3.7
4	砂						1.00	1.00	100	10.9	650.0	1.7
5	砂						1.00	1.00	100	9.5	650.0	1.5
6	砂						1.00	0.97	97	13.2	630.5	2.1
7	砂						1.00	1.00	100	12.8	650.0	2.0
8	砂						1.00	0.99	99	9.0	643.5	1.4
9	砂						1.00	1.00	100	18.0	650.0	2.8
10	砂						1.00	1.00	100	7.2	650.0	1.1
11	砂						1.00	0.99	99	14.2	643.5	2.2
12	砂						1.00	1.00	100	8.9	650.0	1.4
13	砂						1.00	0.99	99	5.5	643.5	0.9
14	砂						0.05	0.05	100	0.0	32.5	0.0
15												
16												
							平均		99.4		平均	1.7

図-5 全長コアスケッチおよび杭破砕片混入率

採取コアの写真とスケッチならびに算出した破砕片混入率より、攪拌翼によって破砕された既製杭のコンクリート片は、原地盤土に固化材とともに練り込まれ、改良体全体に適当に分散、混合されていると判断できる。



写真-4 コア供試体状況



写真-5 攪拌翼によって破断したPC鋼線

3. 5. 2 改良体の強度特性

写真-4 は、改良体 A からコア採取し、成形した一軸圧縮試験用供試体の例である。供試体内に様々な杭破砕片が取り込まれているのが判る。

また、造成した2本の改良体の上層 (GL0.0 ~ -5.0m)、中層 (GL-5.0 ~ -9.0m) および下層 (GL-9.0 ~ -14.0m) から採取した3供試体に対して実施した一軸圧縮強さ結果を表-2 に取りまとめた。

表-2 改良体 A の一軸圧縮試験結果

試験深度	qu (kN/m ²)	試験深度	qu (kN/m ²)
上層 ①-1 GL-0.0m	6,652	上層 ①-2 GL-2.5m ~ ~GL-2.5m	6,221
	9,395		6,344
	6,858		6,837
中層 ②-1 GL-5.0m ~ GL-7.0m	6,591	中層 ②-2 GL-7.0m ~ GL-9.0m	7,676
	7,003		7,391
	7,352		7,307
下層 ③-1 GL-9.0m ~ GL-11.5m	9,825	下層 ③-2 GL-11.5m ~ GL-14.0m	11,422
	9,359		8,965
	9,606		9,518
平均	8,071	平均	7,965
全平均値	8,018 kN/m ²		
標準偏差	1,479 kN/m ²		
変動係数	18.5%		



写真-6 改良体ラップ部の改良体断面

杭粉砕片を含む改良土の一軸圧縮強さは、 $qu \approx 8,000 \text{ kN/m}^2$ であり、また変動係数 $V_c = 18.5\%$ と小さい。

3. 6 複合相対攪拌に伴う杭中のPC鋼線・らせん筋の挙動

写真-5 は、改良体を造成して引き上げた直後の攪拌翼である。外翼 (A) 下端部分と削孔ヘッド (D) に相当量のPC鋼線が巻き付いて回収された。しかし、PC鋼線は本来の長さよりかなり短く、途中多くの箇所破断しているのが確認できる。

一方、写真-6 はエポコラム工法にて $\phi 1.80\text{m}$ の改良体をラップ施工したときの出来形断面である。ラップ施工部の \odot 印の部分に $\phi 9\text{mm}$ の PC 鋼線の破断片が認められた。同写真より、本来真直ぐである筈の PC 鋼線は、その状態よりねじりや曲げを受けて切断されていることが判る。さらに左端断面の状況から、PC 鋼線は、相対回転する外翼 (A) と中翼 (B) によってせん断、引張り荷重を複雑に受けることが推察される。



写真-7 エポコラム攪拌装置

4. 傾斜支持層への根入れ施工事例

本工事は、高速鉄道線の盛土基礎地盤の液状化による沈下、すべり防止を目的として、補強土盛土直下の液状化層を地盤改良した施工事例である。施工位置は、トンネル坑口部に位置する。

図-6 に施工断面図および土質柱状図を示す。盛土下部の基礎地盤は、液状化対象層である $N \leq 5$ の緩い砂質土 (As1 層) が 6m 程度堆積している。下位には、 $N \geq 50$ の砂岩を主体とする洪積砂岩層 (Ksn 層) が出現するが上層部は風化しており、 $N \geq 30$ の風化砂岩層 (wKsn) で、支持層が傾斜した地質断面となっている。支持層が傾斜している場合、すべり安定等の目的では、改良体を支持層に確実に着底施工するため、根入れ施工が必要とされる。従来工法では $N \geq 30$ の風化砂岩層 (wKsn) に対して、根入れ施工は困難である。本工法では、低速回転高トルクの駆動装置と高剛性の複合相対攪拌翼により高い削孔能力を有し、 $N \leq 50$ の風化岩層への根入れ施工も可能である。

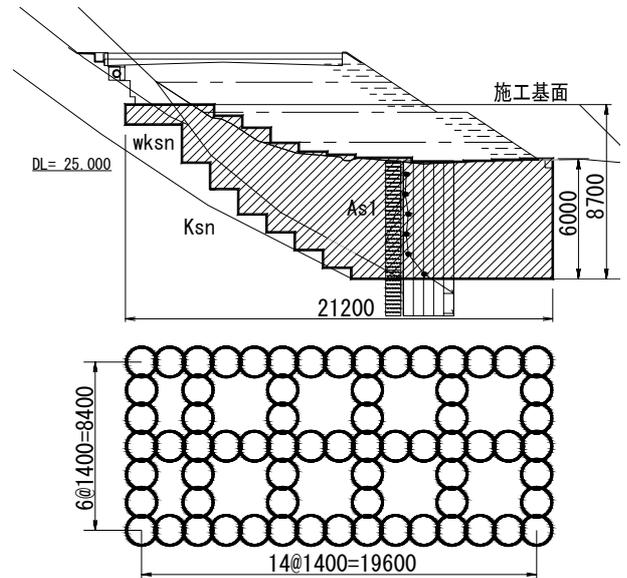


図-6 施工断面図および土質柱状図

写真-7 にエポコラム攪拌装置を示す。本工事における施工機仕様は、風化岩層への根入れ施工のために、高トルク型のエポコラム改良径 $\phi 1.6\text{m}$ とした。改良強度 $q_{uck}=480\text{kN/m}^2$ で、固化材混入量は高炉セメント B 種 $a_w=169\text{kg/m}^3$ とした。改良形式は、液状化防止のため格子状とし、改良配置は 20cm のオーバーラップをさせている。また、改良体下端は、支持層 (wKsn 層) に 50cm 程度の根入れを確保し、支持層への着底施工を確実に行うこととした。

表-3 に改良後の一軸圧縮強さの結果を示す。一軸圧縮強さは、 $q_{uf}=970 \sim 1,300\text{kN/m}^2$ であり、変動係数 $V_c=9.2\%$ とばらつきも少なく、コア採取状況も良好であった。

表-3 改良後の一軸圧縮試験結果

採取位置	上層部	中層部	下層部
一軸圧縮強さ	1013	1125	1075
材齢28日	1168	1303	1137
$q_u(\text{kN/m}^2)$	1223	1053	979
平均値	1120 kN/m^2		
標準偏差	103 kN/m^2		
変動係数	9.2 %		

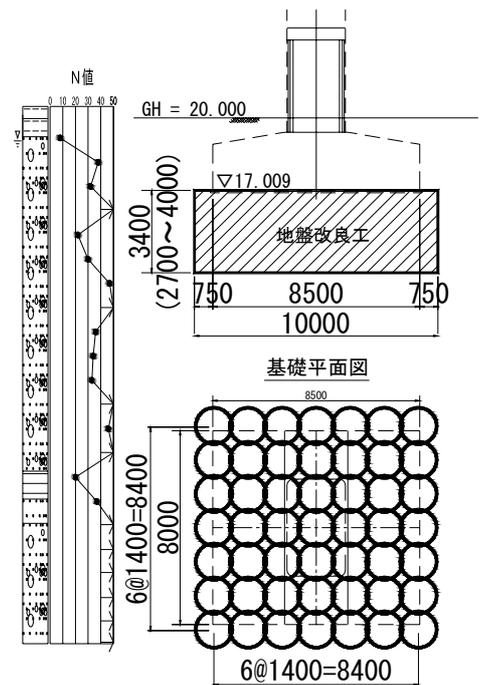


図-7 施工断面図および土質柱状図

5. 礫質土における施工事例

本工事は、高速鉄道線の高架橋基礎として支持力増加を目的とした施工事例である。図-7 は施工断面図および土質柱状図である。橋梁基

礎の地盤は、 $N=10\sim40$ 程度の礫質土である。写真-8 に地表面近くの浅い深度での礫質土の状況を示す。目視により確認される礫径は、最大 200mm 程度で細粒分が少ないことが判る。

エポコラム改良径は $\phi 1.6\text{m}$ 、改良強度は、 $q_{uf}=1,200\text{kN/m}^2$ であり、改良形式はブロック状改良とし、改良体相互は 20cm のオーバーラップ配置とした。改良長は、 $l_c=2.7\text{m}\sim4.0\text{m}$ である。施工に先立ち室内配合試験を行うが、礫質土における室内配合試験は困難である。このため、スラリー系機械攪拌 ($\phi 0.6\text{m}$) にて試験施工を行い暫定配合量を決め、本施工にて試験杭を打設後、コアボーリングにて最終的に決定し、配合量 $a_w=200\text{kg/m}^3$ として施工を行った。

写真-9 に改良後のコア採取状況を示す。連続性の高いコアが採取され、一軸圧縮強さは $\overline{q_{uf}}=8,400\text{kN/m}^2$ であり、設計基準強度を十分満足する強度が発現された。



写真-8 改良対象土（礫質土）



写真-9 全長コア状況

6. まとめ

本文では、低速回転・高トルク型のエポコラム工法を用いて、3種類の異なる残置杭が地中障害として残置する地盤を対象に残置杭破碎と地盤改良の同時施工を行い、その施工性と改良品質について精査した。また、支持層が傾斜している地盤や礫質土に対する施工を行った。その結果、以下のとおりである。

- ① 本工法の施工において PHC 杭 ($\phi 450\text{mm}$) が残置されている場合でも、事前にこれを除去することなく、目的とする改良施工を達成することができた。
- ② 残置杭 (PHC 杭 $\phi 450\text{mm}$) の破碎抵抗は、通常施工の施工と同程度であり、他の種類の残置杭 (PHC 杭 $\phi 300\text{mm}$ 、RC 杭 $\phi 300\text{mm}$) の破碎抵抗と比較しても抵抗に特段の差異がない。
- ③ 杭体破碎同時施工の条件下であっても、改良体の一軸圧縮強さの変動係数は 25% 以下と安定し、通常施工における改良コアとほぼ同等であった。
- ④ 残置された PHC 杭から相当量の PC 鋼線が回収された。その一部は破断されて小片化し、改良体に含まれているのが認められた。
- ⑤ 支持層が傾斜している地盤に対し、確実な根入れが可能であり、改良体の一軸圧縮強さの変動係数は 9.2% と安定しており、高品質な改良体が造成できた。
- ⑥ 細粒分の少ない礫質土において施工可能であり、連続性の高いコアが採取され、高強度の改良体が造成された。

【参考文献】

- 1) (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(エポコラム-Loto 工法；大口径 $\phi 2,500$ 地盤改良工法)」2006.3
- 2) 齋藤邦夫，鈴木孝一，原満生，高倉功樹：低速回転・高トルク型複合相対攪拌翼による深層混合処理工法の施工性能について，平成 20 年度建設施工と建設機械シンポジウム論文集，pp.147～150，2008.10
- 3) 齋藤邦夫，鈴木孝一，西尾経，原満生，高倉功樹：残置 PC 杭の混在する地盤におけるエポコラム-Loto 工法（大口径深層混合処理工法）の適用事例，基礎工，Vol.37，No.5，pp.51～53，2009.5
- 4) 齋藤邦夫，鈴木孝一，原満生，佐藤篤哉，高倉功樹，古澤政夫，蓮香朋宏：複合相対攪拌翼を用いた深層混合処理工法の改良原理と適用事例，第 8 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.177～182，2008.11
- 5) 齋藤邦夫，鈴木孝一，田中信哉，原満生，高倉功樹：エポコラム-Loto 工法-残置 PC 杭破碎工と地盤改良工の同時施工，建設機械，536，Vol.45，No.10，pp.68～72，2009.10
- 6) 齋藤邦夫・鈴木孝一・高倉功樹：地中障害物混在地盤に対する複合相対攪拌工法の適用事例，平成 22 年度建設施工と建設機械シンポジウム論文集，2010.11

建築工事におけるSDM-Dy工法の適用

小野田ケミコ (株) 鈴木 孝一¹⁾, 西尾 経²⁾, 松岡 大介³⁾, 今井 治憲⁴⁾
(株) 竹中工務店 河野 貴穂⁵⁾, 田屋 祐司⁵⁾
中央大学理工学部 齋藤 邦夫⁶⁾

1. はじめに

都市部の再開発事業では、高層マンションや商業ビルなど、建設規模の大きな建物が建設されている。しかしながら、都市部の多くは埋立地や軟弱な粘性土地盤であるため、開削を伴う基礎工事では山留め壁の安定が必須の条件となり、補助工法として地盤改良工が適用される事例が多くなっている。地盤改良の目的は、掘削側の底盤部を地盤改良することで、掘削時における山留め壁の変位を極力抑制することと、山留め壁の根入れを短くすることで工費を低減させる目的で用いられる。特に大規模な開削を伴う建築工事で採用される切梁形式（ソイルストラット形式）では、梁効果を発揮するため、山留め壁に密着した改良体の施工と改良体相互の確実なラップ施工が極めて重要となる。

このような施工要件を満たす工法の一つが、機械攪拌と高圧噴射攪拌工法を併用したハイブリット混合攪拌処理工法（以下、SDM-Dy工法と略記する）である。本文は、建築工事における大規模開削時のソイルストラット事例と支持力増加を目的とした施工事例について報告する。

2. SDM-Dy工法の概要とメカニズム

2. 1 工法概要

SDM-Dy工法（Dynamic Super Deep Jet Mixing Method）は、機械攪拌と超高圧噴射攪拌を併用した複合地盤改良工法¹⁾である。写真-1に本工法の二軸施工機を示す。本工法は、三点支持式杭打機をベースマシンとし、機械攪拌翼先端部から固化材スラリーを超高圧で噴射することにより、従来の深層混合攪拌工法に比べ、大口径の改良体が造成される。そのため、1日当たりの施工量が概ね従来工法の2倍程度処理でき、工期の大幅な短縮が図れる。攪拌軸に排土スクリュロッドを装着し、吐出スラリー量に見合う量の排土を制御し、低変位施工が可能である。

また、本工法では改良体の外周部が超高圧ジェット噴流による攪拌混合のため、基礎杭や山留め壁との密着施工、山留め壁や改良体相互のラップ施工による一体化が図れる等、従来工法に比べ優れた特長を有する。

2. 2 攪拌混合メカニズム

図-1は、本工法の攪拌混合メカニズムの模式図である。



写真-1 SDM-Dy 施工機と高圧水噴射状況

1)Koichi SUZUKI	営業本部	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	TEL:03-5615-7035	FAX:03-5615-7022
2)Wataru NISHIO	技術本部	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	TEL:03-5615-7044	FAX:03-5615-7022
3)Daisuke MATSUOKA	技術設計部	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	TEL:03-5615-7036	FAX:03-5615-7022
4)Harunori IMAI	札幌支店	札幌市中央区北 3 条西 1-1	TEL:011-219-6560	FAX:011-219-7887
5) Takao KOONO, Yuuji TAYA	技術研究所	千葉県印西市大塚 1-5-1	TEL:0476-47-1700	FAX:0476-47-6460
6) Kunio SAITOH	都市環境学科	東京都文京区春日 1-13-27	TEL:03-3817-1804	FAX:03-3817-1803

機械攪拌翼先端部の噴射攪拌装置から地盤中に固化材スラリーを水平方向に超高圧ジェット噴射しながら、回転引き上げを行う。噴射攪拌装置から圧力 $p = 30 \sim 40\text{MPa}$ 、吐出量 $q = 100 \sim 300 \text{ l/分}$ の超高圧ジェット噴流は、マッハ $0.6 \sim 0.9$ と超高圧で噴出されることにより、地盤の切削破壊と同時に攪拌混合される。この高速噴流により切削混合攪拌された混合土は、噴射攪拌装置の背面に瞬時に移動するとともに、さらに機械攪拌翼による攪拌が加えられるため、均質性の高い大口径の改良体が造成される。本工法は、高圧噴射攪拌を主な改良原理としているため、山留め壁との一体化改良が可能である。また、改良体相互の密着性が高く連続的な信頼性が高いソイルストラット（ソイルセメントによる先行地中梁）が構築される。

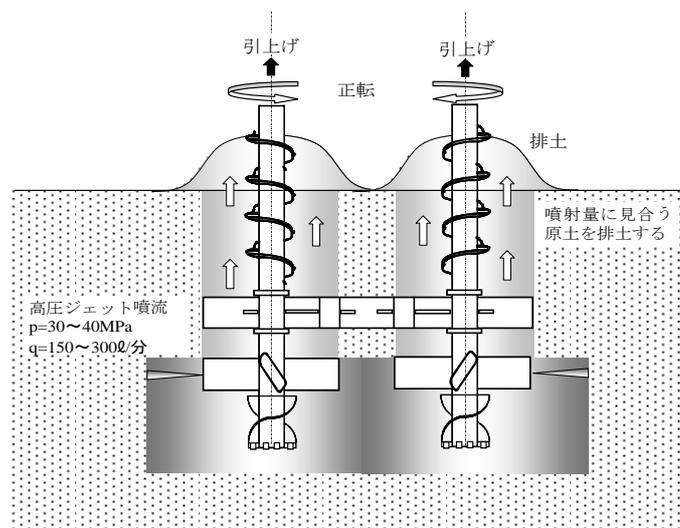


図-1 SDM工法の攪拌混合と排土制御のメカニズム

2.3 排土制御と施工変位の抑制

排土量の制御は、排土スクリューロッドの回転を正転、逆転を組み合わせることで、改良と同時に固化材スラリー混入量に見合った土砂量が排出させる。その結果、変位抑制が容易に精度良く可能である。この点が機械攪拌工法にない特徴的な機構である。

図-2は、施工時における杭芯から2m離れた地中傾斜計の計測例である。非排土方式と比較すると、 $1/5 \sim 1/10$ と大幅な変位低減ができることが確認された²⁾。

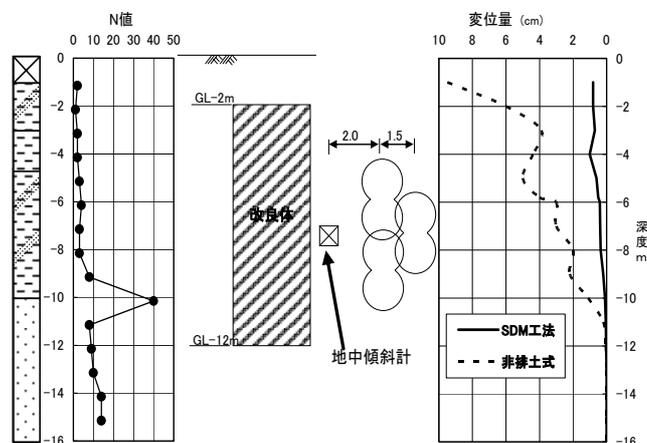


図-2 施工時における地盤変位計測例

また、図-3に施工時における改良深度 L と改良体側面からの傾斜計位置 X の比 (X/L) と地盤水平変位量 δ の関係を示す。 $L = 10\text{m}$ の深度まで施工を行った場合、改良体側面から $X = 1\text{m}$ ($X/L = 0.1$) において、水平変位量 $\delta = 1\text{cm}$ で、近接施工による変位は極めて小さい。また、 $X/L > 0.4$ では、 $\delta \approx 0\text{cm}$ とほぼ水平変位は生じないことから、施工環境に優しい地盤改良工法である。

2.4 機械構成

本工法の施工機械の構成は、SDM-Dy 処理機、超高圧ポンプおよびプラントに大別される。SDM-Dy 処理機は三点支持式杭打機を用い、駆動装置は二軸式アースオーガで超高圧耐圧化を施している。固化材をスラリー状に調製し、超高圧ポンプを介し、攪拌軸先端の噴射攪拌装置へ圧送する。また、施工管理データは、施工に関するデータをプラント側と SDM-Dy 処理機側から検出し、同時に監視し施工管理装置に送信して、自動的に記録される。

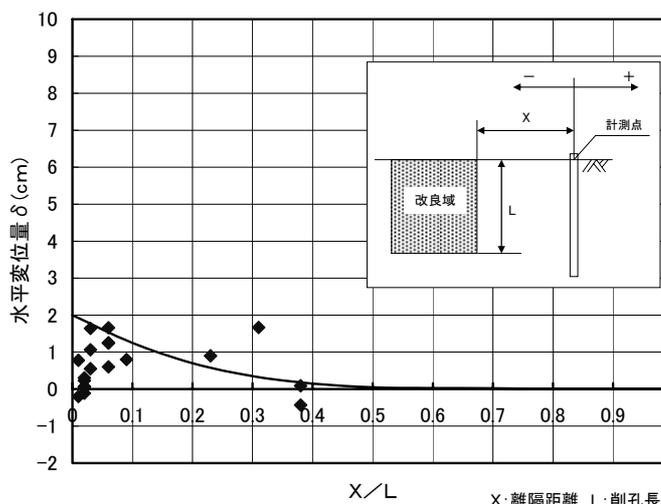


図-3 SDM工法における地盤水平変位量

また、施工管理データは、施工に関するデータをプラント側と SDM-Dy 処理機側から検出し、同時に監視し施工管理装置に送信して、自動的に記録される。

3. 建築工事における地盤改良工の適用

軟弱な埋土や粘性土地盤にて掘削を行う場合、掘削時の山留め壁の安定が重要な課題となる。一般的には、山留め壁に斜梁等を増やして対応する方法、あるいは逆打ち時の1層毎の床を補強するなどの方法等が検討される。一方、地盤改良を併用した場合、掘削床付け部の底盤に切梁形状（以後、ストラット状と称す）に地盤改良を施し、掘削時の山留め壁の変形等を抑制する設計が行われている。この場合、ストラット状改良の構造体として機能を確保するため、改良体相互の確実なラップ施工や山留め壁との密着施工ができる工法を選定することが必要不可欠となる。さらに、マンション、オフィスビル等が隣接する近接施工となることが多く、施工時変位が抑制できる工法が良く用いられている。

以下にSDM-Dy工法による地盤改良工法を適用した事例を示す。これらは、本工法の特長である機械攪拌方式と高圧噴射攪拌方式とを組合わせた大口径改良と高圧噴射攪拌による密着性より、力学的一体性確保の観点から採用された。

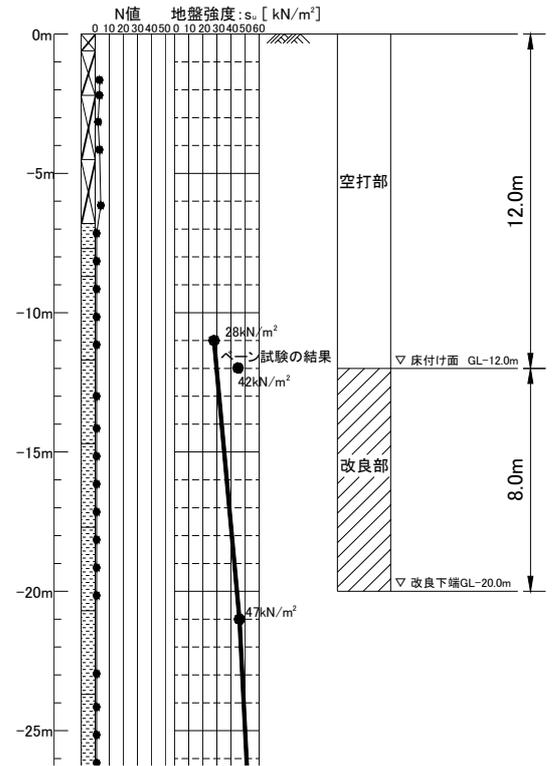


図-4 土質柱状図および改良深度

4. 大規模開削工事におけるソイルストラット事例

4.1 工事概要

本工事は、臨海地区に面した高層ビル群での施工であり、地上12階、地下1階、掘削深さ12mにて計画された建築物である。当該ビルの建築施工では工期短縮のため、地盤改良によるソイルストラット構築工と併せて、逆打ち工法が採用された。

4.2 地盤性状

図-4に土質柱状図と改良域を示す。沿岸の埋立地域であり、GL-7.0m以浅はN=2~4の埋土で構成され、非常に軟弱な埋土である。GL-7.0m以深は、N=1の沖積海性シルト質粘土である。地盤強度は $s_u=28\sim 47\text{kN/m}^2$ であった。また、床付け付近のベーンせん断強度は $s_{uvane}=42\text{kN/m}^2$ であった。

4.3 SDM-Dy工法における改良仕様

改良仕様を表-1に示す。吐出圧力 $p=40\text{MPa}$ 、吐出量 $q=150\text{l/分}$ にて施工を行った。設計強度は $q_{ud}=1,500\text{kN/m}^2$ であり、固化材配合量は $a_w=172\text{kg/m}^3$ にて計画した。

ストラット状の改良配置を図-5に示す。SDM-Dy有効改良径 $\phi 1.9\text{m}$ 、軸間1.4mの2軸施工とし、ストラット有効幅として $t=1.5\text{m}$ を確保した。改良体相互のオーバー

表-1 SDM-Dy工法の改良仕様

改良仕様	
吐出圧力	p 40MPa
吐出量	q 150l/分
地盤強度	s_u 40~50kN/m ²
設計改良径	D $\phi 1.9\text{m}\times 2$ 軸
固化材混入量	a_w 172kg/m ³
水セメント比	W/C 1.0
打設長	L 20.0m
改良長	L_c 8.0m

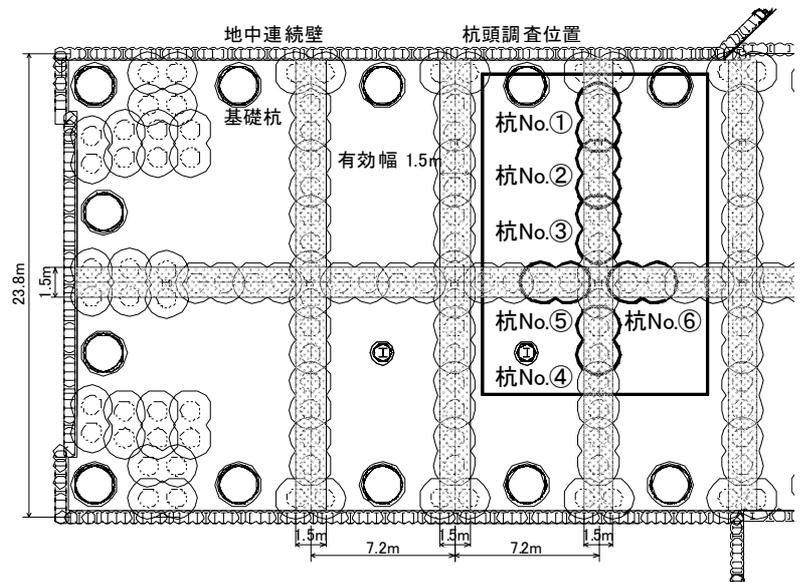


図-5 改良体配置および杭頭調査位置図

ラップは 65cm である。また、山留め壁部については、応力の伝達を考慮し、改良体を横方向に配置させた。

4. 4 採取コアによる深さ方向の改良品質

SDM-Dy 施工後に品質管理として、オールコアサンプリングによりコア採取を行い、材齢 28 日で一軸圧縮強さを調査した。表-2 に施工後の改良強度を示す。改良強度は、上・中・下層部とも $\bar{q}_{uf}=1,960\sim 2,000 \text{ kN/m}^2$ と、設計強度 $q_{ud}=1,500 \text{ kN/m}^2$ を上回っている。また、改良強度の変動係数は $V=6\%$ と小さく、改良品質のばらつきは極めて小さく、均一に改良されている。

4. 5 床付け位置の平面方法の改良品質

(1) SDM-Dy 改良体の床付け部調査位置

ストラット状の改良体構造は、掘削時に軸方向への応力が伝達されるため、改良体の位置精度は重要な要素となる。このため、改良体配置などの施工精度および改良体の強度を調査した。ストラット部の調査位置を図-6 に示す。建築ビルの掘削工事が進む中、SDM-Dy 施工後、約 10 ヶ月後に掘り出された SDM-Dy 改良体の床付け部において、1 列のストラット状に改良された 6 本の改良体を調査した。

(2) 平面コア採取による改良土 q_{uf} の分布

SDM-Dy 改良体の杭頭部から平面コアをハンドコア機にて、ラップ部と非ラップ部から $\phi 66 \text{ mm}$ サンプラーで 53 本の供試体を採取した。各改良位置別の一軸圧縮強さを表-3 に示す。改良体の非ラップ部の一軸圧縮強さは、 $\bar{q}_{uf}=6,100\sim 6,200 \text{ kN/m}^2$ であり、ラップ部は $\bar{q}_{uf}=7,300\sim 9,000 \text{ kN/m}^2$ と非ラップ部より $1,200\sim 2,800 \text{ kN/m}^2$ ほど高い値を示している。なお、この点については、高圧ジェット攪拌のため、ラップ部の混合攪拌が 2 回重なったことにより、強度増加したものと判断される。

表-4 SDM-Dy 改良径の測定結果

軸	杭No					
	①	②	③	④	⑤	⑥
右軸	1.87m	1.95m	2.05m	1.98m	2.05m	1.92m
左軸	1.88m	1.86m	2.00m	—	2.00m	1.94m



写真-2 床付け部の SDM-Dy 改良体状況

表-2 施工後の一軸圧縮試験結果(材齢 28 日)

杭No	位置	一軸圧縮強さ q_{uf} (kN/m ²)	標準偏差 σ (kN/m ²)	変動係数 V (%)
G-1	上	2,028	2,034	126.7
	中	2,051		
	下	2,024		
A-49	上	2,000	1,964	129.2
	中	1,970		
	下	1,921		

表-3 床付部の一軸圧縮試験結果(材齢 10 ヶ月)

杭No.	位置	平均一軸圧縮強さ q_{uf} (kN/m ²)
No.①	ラップ部	7,341
	非ラップ部	6,099
No.③	ラップ部	9,001
	非ラップ部	6,216

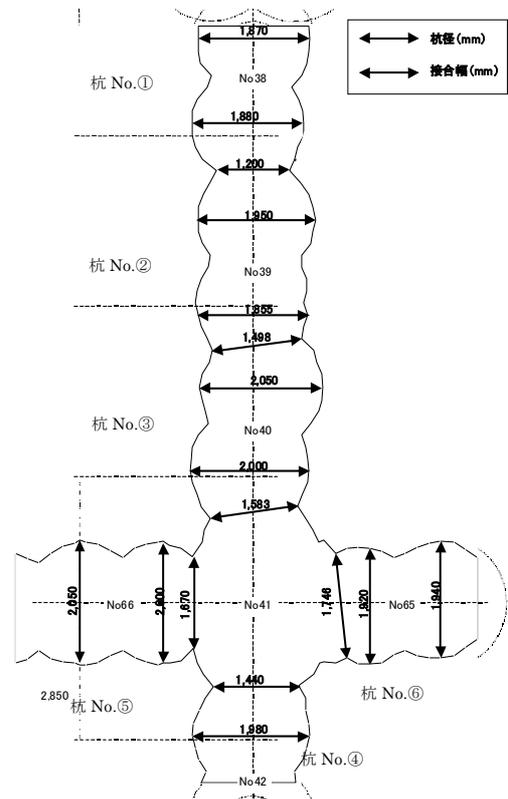


図-6 SDM-Dy 改良体の形状調査結果

(3) 改良体の施工精度および改良形状の評価確認

ストラット部の改良体状況を写真-2 に示す。6本の改良体を露出させ、改良径および改良体相互の接合幅を測定した。その結果、改良体相互のストラット有効幅は、ほぼ $t=1.5\text{m}$ が確保され、設計値と同程度であった。改良体の施工精度は、改良体が直線性に富み、施工管理の精度が高いと判断された。また、山留め壁近傍の改良体は山留め壁にしっかりと密着されていた。

図-6 は、SDM-Dy 改良体の改良径と改良体相互のラップ幅のスケッチ図と測定数値を示す。また、表-4 に SDM-Dy 改良体 6本の左右軸の改良径を示す。改良径は、最小 $\phi 1.87\text{m}$ 、最大 $\phi 2.05\text{m}$ で平均改良径 $\phi 1.95\text{m}$ であった。調査深さにおける原地盤の地盤強度は、当初計画時の GL-12m 付近の床付け位置では、 $s_u=28\text{kN/m}^2$ であった。床付け面の露出調査で行った原位置ベーン試験結果では、 $s_{uvane}=42\text{kN/m}^2$ と計画時の値を上廻っている。地盤強度と改良径の関係では、改良体下部の地盤強度 $s_u=46\text{kN/m}^2$ で、SDM-Dy 設計改良径は $40 < s_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$ の場合、有効改良径 $\phi 1.9\text{m}$ としており³⁾、実測改良径 $\phi 1.95\text{m}$ と同等であることが検証された。

5. 建築物における直接基礎事例

ここでは、水処理施設における管理機械棟の基礎に対し、支持力増加を改良目的とした直接基礎のための改良事例を示す。

5. 1 地盤性状

図-7 に施工断面図および柱状図を示す。GL-5m 以浅まで $N < 10$ の埋土が堆積しており、GL-5m 以深は、15m 程度の $N=0$ のシルト層が厚く堆積している。また、このシルト層上部は、有機分が混入しており、含水比は、 $W_n=225\%$ 、液性限界 $W_L=139\%$ 、塑性限界 $W_p=61.8\%$ と、非常に鋭敏性の高い土である。また、有機混じりシルトは、自立不能であった。GL-20m 以深より $N \approx 15$ 程度の緩い砂層が堆積し、GL-26m から $N > 30$ の砂層を支持層とした。

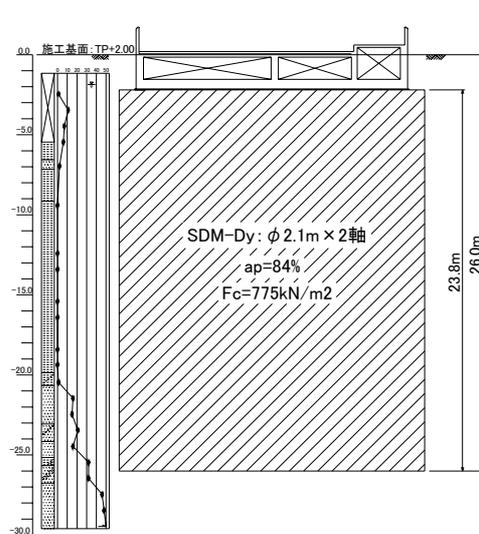


図-7 施工断面図および柱状図

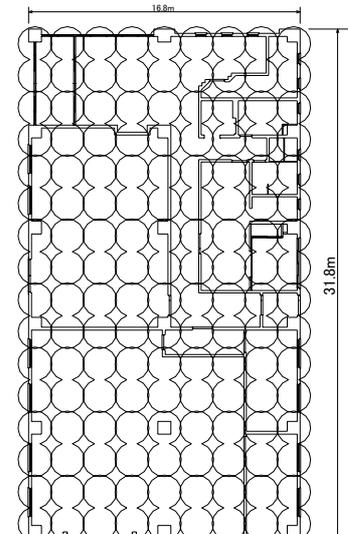


図-8 改良体配置図

5. 2 採用経緯および改良仕様

当該現場は、埋立より2年間が経過しているため、原地盤は沈下進行中である。また、場内はさらに1.2m盛土され、杭基礎を採用した場合、躯体底盤部に空隙が生じ、突出杭形状となると判断された。このような超軟弱地盤に基礎杭を採用した場合、鉛直支持力を確保できたとしても、突出した杭となり、地震時の横抵抗を確保することが困難となる。よって、地盤改良による直接基礎が採用された。

図-8 に改良体配置図を示す。シルト層下部の粘着力は $s_u=40\text{kN/m}^2$ より、改良径は $D=\phi 2.1\text{m}$ に設定し、軸間は $L=2.0\text{m}$ として計画した。また、4方向に対し、10cmのオーバーラップを確保したブロック配置とした。なお、改良強度は、 $F_c=775\text{kN/m}^2$ である。施工時の固化材配合量は、セメント系固化材を用い、上部有機質シルトは $a_w=205\text{kg/m}^3$ 、下部シルト層では $a_w=180\text{kg/m}^3$ した。

5. 3 排土状況, 改良出来型および改良品質

写真-3 は排出土状況を示す。排出土は、施工時における排土スクリーにより排出される。また、排土量は、固化材スラリー混入量と同等程度であった。この排出土はセメント安定処理を行い、盛土材として再利用した。

写真-4 は出来型状況を示す。改良径 $D = \phi 2.1\text{m}$ が確保され、改良体相互が一体化されていた。また、写真-5 に改良コアの採取状況を示す。改良後の一軸圧縮強さは $\bar{q}_u = 2,800\text{kN/m}^2$ であり、所定の強度を十分満足しており、改良コアも連続性が高い結果が得られている。

6. まとめ

建築工事における SDM-Dy 工法の適用は、仮設時の補助工法だけでなく、本設時のソイルセメントコラムとしても適用されている。機械攪拌方式と高圧噴射方式を組み合わせた本複合改良技術により、大口径の改良体を造成するとともに、山留め壁への密着施工を可能にし、改良体相互のラップの信頼性を高めた。また、施工時に排土を行うことにより低変位施工が可能であり、近接施工に適用した工法と考える。特に仮設時には、ソイルストラット状の改良形式を採用することで、大幅な工費縮減・工期短縮が期待できる。

【参考文献】

- 1) 鈴木孝一・西尾経・田中信哉・松岡大介・齋藤邦夫：
SDM 工法（高速低変位深層混合処理工法）－機械攪拌併用高圧噴射攪拌による地盤変位の抑制制御型工法の概要と施工事例－，基礎工，Vol.37, NO.5, pp.88～90，2009.5
- 2) 鈴木孝一・西尾経：機械排土式低変位高圧噴射攪拌工法－SDM 工法と LDis 工法的设计・施工－，軟弱地盤の改良⑩，総合土木研究所，pp.89～96，1999.11
- 3) SDM-Dy 工法 技術・標準積算資料（第2版），2006.12，小野田ケミコ株式会社
- 4) 鈴木孝一・西尾経・松岡大介・河野貴穂・田屋祐司・齋藤邦夫：開削に伴う山留め壁の安定を目的とした切梁形式によるハイブリッド攪拌工法の適用，第9回地盤改良シンポジウム，2010.11 投稿中



写真-3 排出土状況



写真-4 改良体出来型状況

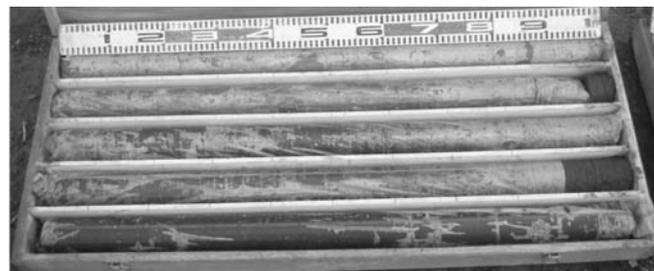


写真-5 コア採取状況

縦型回転式攪拌中層改良工法の適用性と改良特性

— ツイン・ブレードミキシング工法 —

小野田ケミコ株式会社 鈴木 孝一*¹⁾, 西尾 経*²⁾
田中 信哉*³⁾, 木下 和徳*⁴⁾
中央大学 理工学部 齋藤 邦夫*⁵⁾

1. はじめに

近年の地盤改良工事では、深度 10m 前後を改良域とした中層域改良の需要が高まっている。この領域を改良する場合、従来は、三点支持式杭打機をベースマシンとする施工機が用いられてきた。しかしながら、施工機械が大型であることから、施工効率や施工コストの点で課題とされ、その改善が求められている。このような背景から、浅層から中層・深層域改良を効率的に行う方法として、汎用性の高いバックホウをベースマシンとし、そのアーム先端に縦型回転式の攪拌混合装置を装着した地盤改良施工機であるツイン・ブレードミキシング工法（以下 TB 工法と略記する）が実用化され、地盤改良の省エネルギー化が図られている。

ここでは、深度 1m～2m の浅層域から深度 13m までの中層・深層域まで改良可能な TB 施工機の適用性と改良特性について述べる。本工法の攪拌混合方式は、攪拌翼を縦型に回転させることで、縦型に配置した複数のブレードで細かく攪拌混合し、ばらつきの少ない品質の改良体が造成できる機能を持つ。本工法の改良品質の確認を行うため、各土質による改良強度の変動係数、コア採取率および RQD 値等を調査した。また、泥炭性軟弱地盤の施工事例を基に同様に改良特性を評価し、ばらつきの少ない改良体が造成できることを検証した。

2. 工法概要

2. 1 TB 工法の概要

TB 工法は、汎用のバックホウのアーム先端部に鉛直方向に回転する専用の縦型回転攪拌装置が装備され、直径 $\phi 1.5\text{m}$ × 幅 B 1.5m の大径攪拌翼により、改良断面積 $A=2.25\text{m}^2$ の正形状の改良体を造成する工法である。写真-1 は TB 工法の施工状況である。攪拌駆動装置は、TB 攪拌装置内に格納されており、安定した回転トルクを攪拌翼に伝達することができる。また、改良形状は、縦型回転する攪拌のため、改良幅を 1.0m～1.5m に設定することで、□



写真-1 鉄道近接部による TB 施工状況

1.0m×1.5m の長方形から □1.5m×1.5m の正方形まで選択することが可能であり、目的に応じて幅広く適用で

* 1) Koichi SUZUKI	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	営業本部	TEL:03-5615-7035	FAX:03-5615-7022
* 2) Wataru NISHIO	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	技術本部	TEL:03-5615-7044	FAX:03-5615-7022
* 3) Nobuya TANAKA	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	技術設計部	TEL:03-5615-7036	FAX:03-5615-7022
* 4) Kazunori KINOSHITA	北海道札幌市中央区北 3 条西 1-1	札幌支店	TEL:011-219-6560	FAX:011-219-7887
* 5) Kunio SAITOH	東京都文京区春日 1-13-27	都市環境学科	TEL:03-3817-1804	FAX:03-3817-1803

きるように工夫されている。

2. 2 攪拌混合メカニズム

本工法の攪拌混合メカニズムは、施工時の貫入・引抜きによる攪拌工程において、攪拌翼に組み込んだ攪拌ブレードを鉛直に一定速度で回転させながら、固化材スラリーと対象土を強制的に攪拌混合する機構を採用している。図-1は、TB工法の攪拌翼構造と攪拌混合する攪拌翼ブレードの軌跡概念図である。この軌跡図は、1つの攪拌翼軸における標準的な攪拌回転数約30rpmの1/2の回転速度で示している。実際の軌跡数は、4つの攪拌翼軸が同時に回転することから、この8倍の軌跡密度の軌跡となる。さらに4つの攪拌翼軸にそれぞれ取り付けられた攪拌ブレードの軌跡は、他の攪拌翼のブレード軌跡と重なることのないように位相している^{1),2),3)}。これらの攪拌混合メカニズムにより、固化材スラリーと対象土とが効率的に攪拌・混合され、均質性の高い改良柱体の造成が図れる。

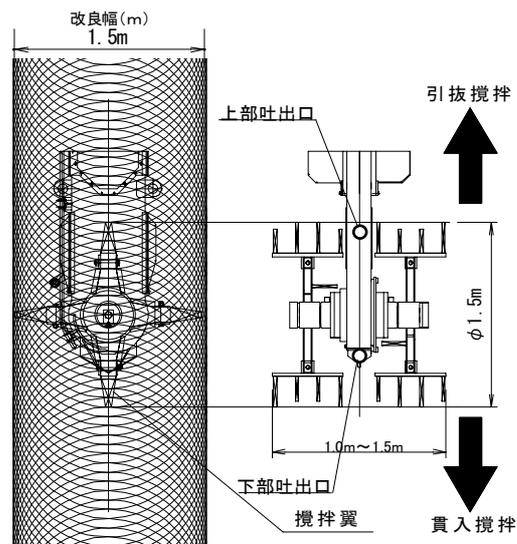


図-1 TB攪拌翼構造と軌跡概念図

2. 3 TB施工機の開発

浅層域から中・深層域の適用範囲への需要の要請から、改良可能深さ1m～13mと浅層から中層・深層域までの広範囲な改良が可能な施工機の開発・実用化を図った。

写真-2は、深度13mまで改良可能な長尺TB施工機で、写真中(A)にTB攪拌翼部を示す。また、写真-3は、深度4.5mまでの浅層・中層域を攪拌混合対象とする施工機である。表-1に施工深度に応じた各種TB機種の設定仕様を示す。

長尺TB14M施工機は、特殊長尺ビームを装着する専用バックホウで構成している。一方、短尺のTB-S施工機は、汎用バックホウで可能である。このため、いずれも施工機の移動が速く、攪拌装置の着脱も容易であることから機動性が高い。また、長尺TB14M施工機の空頭高さは、従来の三点支持式杭打機を用いる工法の場合と比べ、約1/2程度まで抑制できる。いずれの機種も施工機は比較的小型軽量であり、従来工法と比較して接地圧が小さく、



写真-2 TB14M型長尺施工機



写真-3 TB-S型施工機

表-1 TB施工機仕様

形式	TB-S	TB7M	TB9M	TB12M	TB14M
適用深度	4m	6m	8m	11m	13m
攪拌翼形状	矩形改良 □1.5m×1.5m(A=2.25m ²)				

トラフィカビリティも高い。

2. 4 適用土質と適用範囲

表-2にTB工法の適用土質を示す。砂質地盤では $N \leq 15$ ，粘性土地盤では $N \leq 5 (s_u \leq 50 \text{kN/m}^2)$ ，泥炭を含む腐植土では，含水比 $w_n \leq 1000\%$ まで適用可能である。同表を超える地盤条件の場合には，事前に試験施工を行ない，適用性を判断することを推奨したい¹⁾。

2. 5 水平翼攪拌工法(従来工法)との改良体配置比較

TB工法による改良基本形状は， $\square 1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ の矩形形状である。この形状を単独，あるいは自在に組み合わせることにより，杭式改良，全面改良，格子状改良が可能で，施工の目的に応じた改良形式を選択することができる。図-2に全面改良を目的とした時の従来工法とTB工法との改良体配置を比較した。従来工法の改良体配置では，円形改良のためラップが必要となり，ラップロス面積は全体面積の約20%を占めている。TB工法では，断面形状を矩形形状としていることから，改良体間のラップを必要としないため，改良効率がよい。改良断面積で比較すると，TB工法では，1本あたり改良断面積は $A=2.25\text{m}^2$ である。従来工法では，改良径を $\phi 1.0\text{m} \times 2$ 軸式とすると，1セットあたりの改良断面積は $A=1.5\text{m}^2$ となる。両者を比較すると，TB工法の改良断面積は従来工法と較べ，単純に1.5倍である。図-2で同面積に配置した施工本数を比較すると，二軸式の従来工法では，約15セット(30本)に対し，TB工法は8本と施工数量が大幅に減少する⁴⁾。このようなことから，TB工法は施工効率が高いことが理解される。

表-2 適用土質

土質	地盤条件
砂質土	$N \leq 15$
粘性土	$N \leq 5$ ($s_u \leq 50 \text{kN/m}^2$)
腐植土	$w \leq 1000\%$

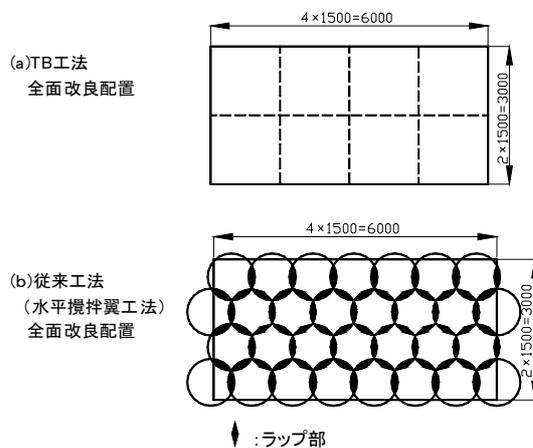


図-2 TB工法と従来工法との全面改良配置比較

2. 6 施工方法

TB工法の施工方法では，深度4.5mまでの浅層域の場合はブロック状改良，それ以深の改良では杭式改良とすることが多い。図-3には，杭式改良の標準的な施工手順を示す。まず，①施工予定箇所に施工機械を移動し，その位置とTB攪拌装置の垂直性を確認する。②攪拌翼を回転させ，規定配合の固化材スラリー($q=100 \sim 200 \text{l/分}$)を下部吐出口から吐出を開始し，攪拌混合する。改良深度は，新たに開発した差圧式深度計によって確認することができる。次いで③改良下端まで貫入後，定位置攪拌を行い，スラリーの吐出位置を上部吐出口に切り替える。④スラリーを噴射攪拌させながらTB攪拌装置を引き上げる。⑤固化材スラリー

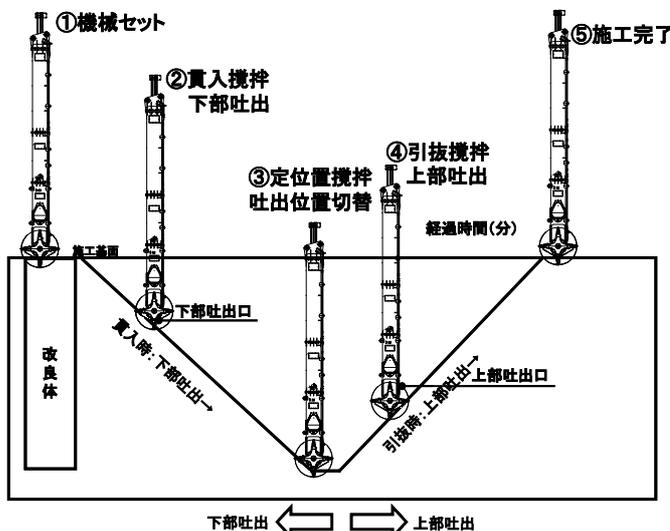


図-3 TB工法の杭式改良標準施工方法

一吐出および攪拌翼の回転を停止し、施工を完了する¹⁾。

2. 7 TB 施工管理装置

本工法では、施工精度および改良品質を確保するため、オペレータがリアルタイムに施工状況を把握しながら管理する専用の施工管理装置を装備している。図-4は、TB 施工管理装置の構成である。管理装置の測定精度は、施工深度が±1 cm、傾斜角度が±0.1°で管理することができる。施工管理方法は、深度、傾斜、スラリー流量および攪拌回転数を計測しながら、モニタ画面で確認できるリアルタイムシステムである。オペレータは、決められた管理値と実測値を比較しながら、施工機械を操作し、改良体の品質を確保することが可能である。計測結果は、記憶媒体に記録され、施工管理チャートとして出力される。施工管理チャートには、深度、TB 攪拌装置の傾斜角度、スラリー積算吐出量および攪拌翼回転数がそれぞれ表示され、施工状況の検証が可能である。

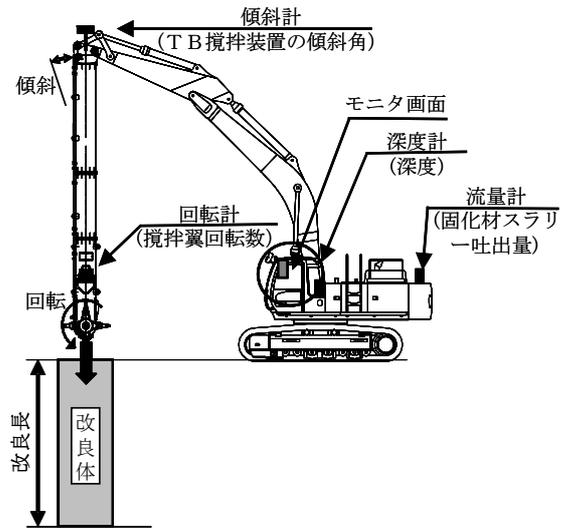


図-4 TB 施工管理装置の構成

3. TB 改良体の改良品質

3. 1 改良形状の確認

写真-4は、建設技術審査証明取得における立会い試験の際に TB 改良体を掘り出した状況である。杭式改良および全面改良を想定した2柱本が接した連続施工の形状が確認できた。

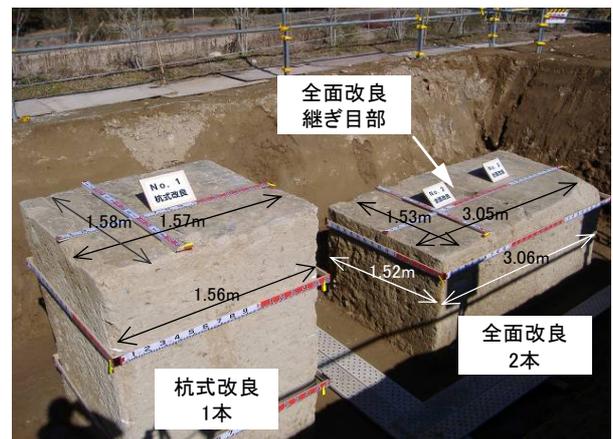


写真-4 改良体の掘り出し状況

改良体寸法は、1辺の平均長さは1.56mで、TB 攪拌翼径の1.50mより6cm程度大きく造成されていた⁵⁾。

全面改良を想定した2柱本の改良体相互の継ぎ目部分は両者が一体化していることが確認できた。

3. 2 各土質別の改良品質評価

(1) 改良強度の変動係数

各土質を対象に TB 改良体の改良品質を評価するため、13箇所の現場において、深度方向の改良

表-3 改良強度の変動係数

		全土質 変動係数V (%)	土質別の変動係数V(%)			
			砂質土	粘性土	有機質土	ローム土
深度方向 (深度コア)	平均値	19.0	18.0	18.8	17.8	23.7
	最大値	24.3	24.1	23.8	23.6	24.3
	最小値	5.0	5.0	11.5	7.3	23.4
平面方向 (頭部コア)	平均値	20.9	19.1	21.0	22.2	21.2
	最大値	24.4	23.7	21.2	24.4	22.9
	最小値	16.8	16.8	20.8	21.0	18.3

体コアおよび平面方向の改良体コアの改良強度のばらつきを評価した。改良強度確認のための採取方法は、深度コアではボーリングサンプリングによった。また、頭部コアは、改良体頭部からハンドコアカッターを用いて採取した。各土質において採取した深度コアおよび頭部コアの一軸圧縮強さ q_{uf} を測定し、土質別に改良強度の変動係数 V を算定した。表-3に各土質における改良強度の変動係数を示す。深度コアの平均変動係数は、砂質土 $V=18.0\%$ 、粘性土 $V=18.8\%$ 、有機質土 $V=17.8\%$ およびローム土 $V=23.7\%$ で、ローム土がやや高い傾向にあった。また、頭部コアの平均変動係数は、砂質土 $V=19.1\%$ 、粘性土 $V=21.0\%$ 、有機質土 $V=22.2\%$

およびローム土 $V=21.2\%$ であった⁴⁾。なお、従来の水平翼攪拌工法の変動係数は、概ね $V=20\% \sim 40\%$ ⁶⁾とされており、本工法は各土質とも均一性は高いと判断される。

(2) 改良体のコア採取率および RQD 値

改良体の連続した品質を確認するため、攪拌混合の程度を示すコア採取率および RQD 値を評価の指標として、改良体の品質を評価した。表-4 に各土質別のコア採取率および RQD 値を示す。TB 改良体のコア採取率は、改良体の全長において、全土質の平均値は 99.2%，最小値は 95.9%であり、日本建築学会の評価指標⁸⁾として示される砂質土 95%以上および粘性土 90%以上を上回っている。また、改良体の 1 m 毎の評価では、全土質の平均値 99.1%，最小値 91.0%である。各土質の最小値は、砂質土 96.0%，粘性土 95.0%，有機質土 93.0%およびローム土 91.0%であった。1 m 毎のコア採取率も同評価指標である砂質土 90%以上および粘性土 85%以上を上回っていた。改良土コアの連続性を示す RQD 値では、改良土 1 m 毎の全土質において、平均値 93.9%，最小値 75.0%であり、RQD 値の評価指標の「良い」以上であった⁴⁾。

4. 泥炭性地盤における改良品質

ここでは、泥炭性軟弱地盤を対象とした適用事例とその施工性および改良品質について述べる。北海道内において、TB 工法を実施した 5 地域・8 現場について、改良体の強度特性、品質並びに厳冬期における施工環境と品質確保について評価・検証した結果を示す。なお、改良土の採取は、スリーブ内蔵式二重管サンプラー（試料径 $\phi 68\text{mm}$ ），または、三重管サンプラー（試料径 $\phi 80\text{mm}$ ）により行った。また、改良土の評価は、採取した改良土コアについて、RQD 値の評価および一軸圧縮強度試験により行った。

4. 1 各現場の TB 施工仕様

表-5 は、TB 工法において実施した 5 地域・8 現場の施工仕様と土質性状を示す。対象泥炭の含水比 $w_n=150\% \sim 670\%$ と高含水比を示している。施工事例は下部に粘性土がある 3 現場では、従来機械攪拌工法と同様に土質に応じた配合量を変えた 2 層改良による施工がなされている。この施工方法は、TB 工法の大きな特徴的な施工方式である。改良率は $a_s=100\%$ が多いが、 $a_s=50\%$ とした事例もあり、改良形式が多彩に選定できる。

表-4 コア採取率および RQD 値結果

		全土質	土質別			
			砂質土	粘性土	有機質土	ローム土
ボーリングコア 全長のコア採取率(%)	平均値	99.2	99.8	99.5	99.7	98.4
	最小値	95.9	98.5	98.4	98.6	95.9
ボーリングコア1m ごとのコア採取率(%)	平均値	99.1	99.9	99.4	99.7	98.0
	最小値	91.0	96.0	95.0	93.0	91.0
ボーリングコア1m ごとのRQD値(%)	平均値	93.9	94.3	92.9	95.4	92.6
	最小値	75.0	75.0	76.0	76.0	77.0

表-5 各工事の施工仕様

工事名	室蘭本線	当別町	川向中通	山本川下	妹背牛
工事目的	支持力増加 沈下低減	沈下低減	k_v 増加	沈下低減	すべり防止
改良形状	□ 1.5m×1.5m	□ 1.5m×1.5m	□ 1.5m×1.5m	□ 1.5m×1.5m	□ 1.5m×1.5m
改良率	100%	100%	100%	50%	100%
打設長(m)	2.1~5.9	6.2~6.7	5.0~5.9	6.0	1.5~3.0
改良長(m)	1.7~5.9	5.5~6.7	2.5~3.9	4.4~5.0	1.5~3.0
空打ち長(m)	0~0.4	0~0.4	2.0~2.5	1.0~1.6	0
改良材	ケミC-201	泥炭用固化材	ケミC-201	泥炭用固化材	一般軟弱土用
配合量 (kg/m^3)	泥炭部 190	泥炭部 195	235	200	①170~180 ②210
	粘性土182	粘土部 96			
水改良材比	100%	100%	100%	100%	100%
q_u (kN/m^2)	170	200	100	200	200
対象土 w_n (%)	泥炭 288	泥炭 618	泥炭 677	泥炭150~510	泥炭 313 粘性土 82
	粘性土 62	粘性土 42			

表-6 各現場における土層毎の現場改良強度の変動係数

項目		室蘭本線①	室蘭本線②	室蘭本線⑤	当別町	川向中通④	川向中通⑥	山本川下	妹背牛
泥炭層	平均改良強度 q_{uf} (kN/m ²)	241	331	224	318	143	195	406	271
	標準偏差 σ_{n-1} (kN/m ²)	45	50	33	71	12	48	88	32
	変動係数V(%)	18.5	15.0	14.8	22.3	8.4	24.4	21.7	11.8
粘土層	平均改良強度 q_{uf} (kN/m ²)	224	339	—	322	391	—	—	—
	標準偏差 σ_{n-1} (kN/m ²)	32	54	—	47	97	—	—	—
	変動係数V(%)	14.4	15.9	—	14.6	24.8	—	—	—

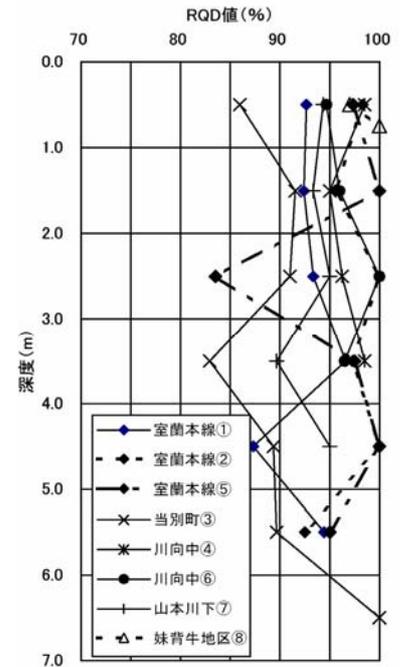


図-5 各現場の深度方向 RQD 値

4. 2 TB 改良地盤の品質評価

(1) 改良体コアの連続性

各現場の採取コアにより、改良体の連続性を RQD 値にて評価した。各現場の深度方向の RQD 値を図-5に示す。泥炭部における改良体の採取コアの RQD 値は、83~100%の範囲にあり、概ね 90%以上が得られている。以上から泥炭性軟弱地盤を改良した場合の TB 工法の改良品質は連続性が高く、均一に攪拌されていることが検証された。

(2) 現場強度の変動係数

表-6は、各現場における土層毎の現場改良強度 q_{uf} の変動係数である。泥炭部の改良強度の変動係数は、 $V=8\sim24\%$ が得られている。また、粘性土層の変動係数は、 $V=14\sim25\%$ が得られている。

(3) 冬期施工時における改良品質

写真-5は、妹背牛工事の冬期施工状況を示す。施工時期は、1月から2月期の厳冬期中の施工である。図-6は、その施工期間中の外気温の記録を示す。最低気温は-17.7℃で、平均気温-7.1℃と氷点下の施工環境であった。その他の2現場は最低気温は氷点下を示したが、平均気温は0.2℃~2℃であった。改良天端の養生対策として、外気温が氷点下になった妹背牛現場では、表層部まで改良しているため、隆起残土を杭頭部に覆土した。さらにその上部に積雪を被せて改良体天端部の凍結防止対策を図った。なお、山本川下工事では、最低気温-8.9℃の氷点下であったが、1m~1.6m深さの空打ちがある施工であった。そのため、表層部までの改良がないことから、改良体天端部の養生は必要



写真-5 妹背牛工事の冬季施工状況

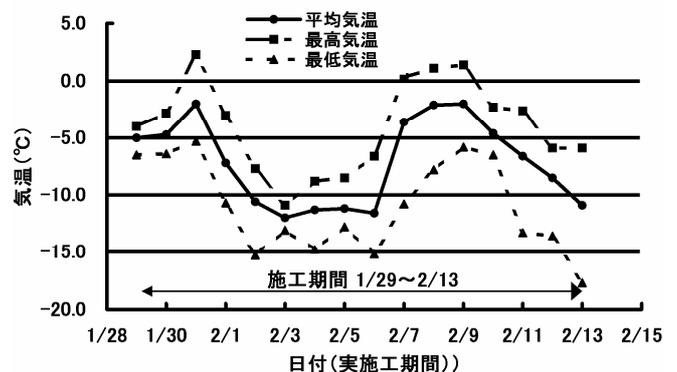


図-6 施工期間中の外気温

表-7 冬期施工現場の外気温および現場強度の変動係数

工事名	外気温(°C)			泥炭層の現場強度 変動係数 $V_{q_{uf}}$ (%)	強度判定	備考
	最高気温	最低気温	平均気温			
室蘭本線①	4.2	-14.1	0.2	18.5	設計値以上	空打ち有り 養生中の杭頭温度 30°C程度
山本川下	9.1	-8.9	2.2	21.7	設計値以上	空打ちあり(1.0~1.6m)
妹背牛	2.3	-17.7	-7.1	11.8	設計値以上	空打ちなし

なく凍上の対策は不要であった。

表－7は、TB 施工において冬期施工となった3現場の外気温と改良強度の変動係数を示す。各現場の最低外気温が氷点下での施工環境においても、改良品質は設計値以上を確保でき、変動係数は $V=12\% \sim 22\%$ と高い品質を確保することができた。

5. まとめ

中層域を対象とする地盤改良において、TB 工法は、縦型回転攪拌により、高い施工効率や全面改良時に矩形形状であり、ラップロスが少ないことが確認された。また、各土質別の改良品質では、改良強度の変動係数 V が25%であった。さらにコア採取率およびRQD値の結果も良好であったことから、TB 工法の改良品質が良好であることが確認され、品質の高い改良体を得られているなど、今後、建築基礎等への適用拡大が期待される。また、北海道内に広く分布する泥炭性軟弱地盤への適用においては、既報にも示しているが、さらに現場データを収集し確認した結果、高い改良品質が得られている。また、冬期施工時の氷点下の施工環境下においても、本工法の施工性は高く、改良体天端の養生は、隆起残土を杭頭部に覆土する等の養生対策を行う方法や、空打ち施工が可能な場合には特段の養生が不要等で、改良強度確保が可能であることが確認されている。

本工法は、さらなる適用範囲を拡大するために、浅層・中層域用のTB-S 施工機から中層・深層域用のTB14M 施工機まで用途に応じ対応可能である。なお、本工法は、社団法人日本建設機械化協会より平成22年6月に建設技術審査証明を取得したことを付記する。

【参考文献】

- 1)鈴木孝一・西尾経・田中信哉・齋藤邦夫：ツイン・ブレードミキシング工法－縦型回転攪拌混合方式を用いた矩形中層改良工法の改良機構と施工事例－，pp.60～62，基礎工，Vol.37，2009.5
- 2)鈴木孝一・西尾経・伊藤達也・齋藤邦夫：ツイン・ブレードミキシング工法－縦型回転混合攪拌方式による中層混合処理工法－，建設機械，535，Vol.45，NO.9，pp.56～59，2009.9
- 3)山内良輔・斉藤貴視・齋藤邦夫・鈴木孝一・西尾経・古澤政夫・木下和徳：泥炭性地盤における縦型回転攪拌中層改良工法による改良品質評価，土質基礎に関する「新工法・新技術」技術報告会，北海道土木技術会，pp.23～30，2010.1
- 4)鈴木孝一・西尾経・末島鍊寿郎・齋藤邦夫：縦型回転式攪拌工法の長尺施工および改良品質評価，第9回地盤改良シンポジウム，2010.11 投稿中
- 5)社団法人 日本建設機械化協会編：ツイン・ブレードミキシング工法建設技術審査証明報告書，2010.9
- 6)地盤工学会 地盤改良効果の予測と実際編集委員会編：地盤改良効果の予測と実際，pp.215～216，2000.2

ベントナイト混合土充填マットによる堤防の質的強化技術（リバーベント工法）の紹介

(株)大林組	野地朋和、浜井邦彦、山田宏
旭化成ジオテック(株)	鍋嶋靖浩
アキュテック(株)	稲元裕二、溝渕健一郎
(株)ホージュン	水野正之

1. はじめに

近年、地球温暖化に伴う気候変動の影響により各地で過去に例を見ない局地的豪雨が多数記録されている。また、河川堤防近傍での高度な土地利用など我が国特有の国土条件から、ひとたび堤防が決壊すると被害は深刻なものとなる。特に、平成16年の円山川、同21年の佐用川の堤防決壊に代表されるように、人的・物的被害を伴う大規模な水害がここ数年増加傾向にある。今後も同様の水害発生が危惧されており、効果的な治水対策が求められている。

これらを背景に、筆者らは、ベントナイトで充填されたマットを用いて河川堤防の川表側のり面を被覆することで、河川水位上昇に伴う堤防の浸透破壊を防止する技術（リバーベント工法）を開発した。本文は、リバーベント工法の概要、性能検証結果、試験施工結果について報告するものである。

2. リバーベント工法の概要

図-1に、リバーベント工法の標準断面および遮水原理を示す。本工法は、遮水層と緑化層の2層からなり、遮水層はマット内に充填されたベントナイト混合土にて形成する。これはベントナイトの吸水膨潤作用を利用したものであり、布製型枠（マット）の上面と下面が連結糸により結束されているため、ベントナイト混合土自体の体積膨張が抑えられ、ベントナイトが粒子間の空隙（水みち）を閉塞することにより遮水性能を発揮するものである。

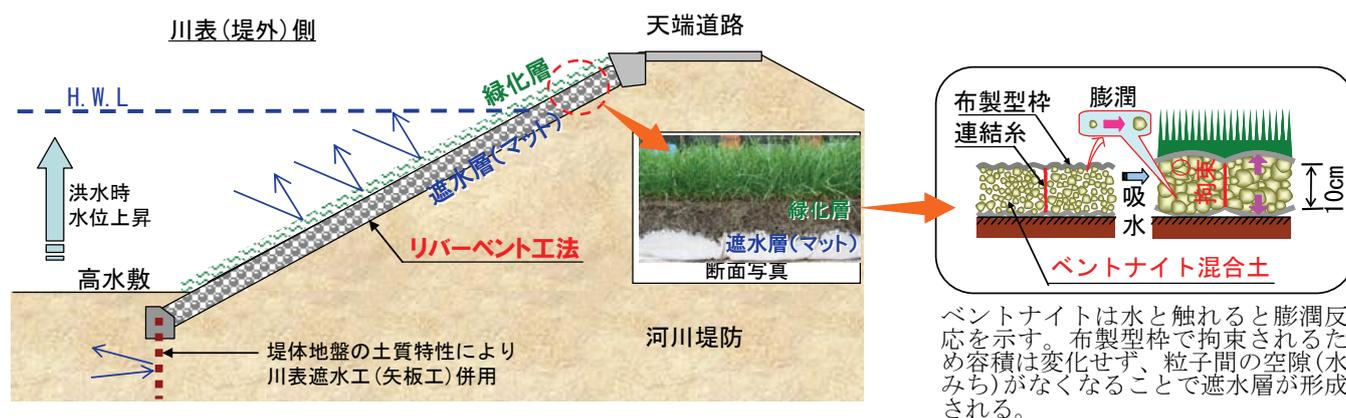


図-1 リバーベント工法の標準断面および遮水原理

Tomokazu Noji、Kunihiko Hamai、Hiroshi Yamada

東京都港区港南 2-15-2 (株)大林組 本社生産技術本部土工技術部 TEL.03-5769-1302 FAX.03-5769-1978

Yasuhiro Nabeshima、

東京都中央区蛸殻町 1-39-5 旭化成ジオテック (株) 環境資材事業部技術部 TEL.03-5652-3887 FAX.03-5652-3910

Yuji Inamoto、Kenichiro Mizobuchi

大阪府東大阪市荒川 3-11-18 アキュテック (株) TEL.06-6730-7812 FAX.06-6730-7814

Masayuki Mizuno

愛知県東海市南柴田町口ノ割 95-6 (株)ホージュン 西日本営業所 TEL.052-603-8601 FAX.052-603-8615

リバーベント工法の主な特徴を以下に示す。

- ▶ 遮水シートと同等の遮水性能を有し、堤体への河川水の浸透を抑制できる。
- ▶ 緑化層は緑化補助材（植生ネット）を介して遮水層に連結されているため、従来の緑化系護岸に比べて耐流速性能を向上できる。また、万が一洪水により緑化層が流出した場合でも容易に再緑化が可能である。
- ▶ 遮水層は土質材料にて形成されているため、堤体の沈下などの変形に対する追随性を有している。また、万が一一流木などの衝撃により遮水層に水みちが発生しても、ベントナイトの再膨潤作用により自己修復が期待できるため、メンテナンスフリーで長期にわたり遮水性能を維持できる。
- ▶ 敷設した布製型枠内に気乾状態のベントナイト混合土を空気圧送充填し、吹付により緑化するだけなので、従来工法（遮水シート+連節ブロック+覆土+植生）に比べて大幅な工期短縮が可能である。

3. 性能検証

(1) 遮水性能の検証

リバーベント工法では、従来の堤防強化工法に用いられる遮水シートと同等の遮水性能を有することを目標としている。目標とする透水係数 k (cm/sec) を、本工法の遮水層の厚さ 10cm に換算すると、 $k=1 \times 10^{-6}$ cm/sec と算定できる¹⁾。一方、本工法の遮水層に用いる充填材料のコストダウンを目的として、ベントナイトに砂質土を加えた混合材料とすることを標準とした。この混合材料の配合比率を決定するため、配合比率をパラメータとした室内透水試験を実施した。なお、材料のバラツキを考慮し、本工法における透水係数の目標値は、上記より 1 オーダー厳しい $k=1 \times 10^{-7}$ cm/sec と設定した。

① 試験条件

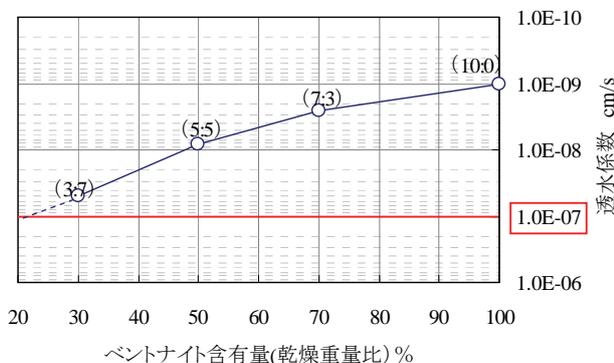
表-1 に室内透水試験の試験条件を示す。

表-1 試験条件

項目		条件
試験法		変水位法 (JIS A 1218)
材料	ベントナイト	粒状ベントナイト ($D \approx 1\text{mm}$)
	砂	単粒砂 ($D \leq 2\text{mm}$)
ベントナイト含有量		30、50、70、100%
供試体作成密度		最小密度相当(緩詰め)

② 試験結果

試験結果として、ベントナイト含有量と透水係数の関係を図-2 に示す。ベントナイト含有量が 30% 以上あれば、所定の遮水性能を満足できると考え、本工法の標準配合を 30% とした。



透水試験状況



試験後の供試体

図-2 室内透水試験結果

(2) 耐流速性能の検証

1) 安定検討

一般的な護岸の安定検討手法（文献2）に基づいて、マットの滑動に対する安定検討を実施した。

① 検討条件

検討条件を表-2 に、安定検討式を式-(a)にそれぞれ示す。なお、のり勾配が 1 : 1.5 より緩く、マット同士は面ファスナーによって接合されているため、流体力が破壊の主要因となるモデルである「滑動-群体」モデル（表-3）として検討する。

表-2 検討条件

項目	諸元	備考
検討モデル	「滑動-群体」	表-3参照
設計水深	10m	利根川の中～下流域(セグメント2)をモデルとした。
代表流速	5m/s	従来工法（連節ブロック）の設計流速に準拠 ³⁾ した。

揚力 L、抗力 D による滑動力（左辺）と摩擦抵抗力（右辺）が、式-(a)を満足すれば、マットは滑動に対し安全である（図-3）。

$$(D^2 + (W_w \cdot \sin\theta)^2)^{1/2} \leq \mu(W_w \cdot \cos\theta - L) \quad \dots (a)$$

μ : 摩擦係数

W_w : 水中マット重量

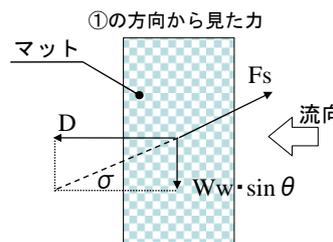
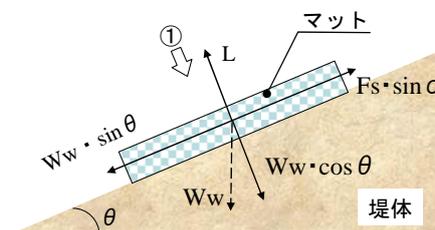


図-3 力のつり合いモデル

表-3 護岸の構造モデル

NO.	破壊要因	破壊形態	設置状態	構造モデル
①	流体力	滑動	単体	「滑動-単体」モデル
②	流体力	滑動	群体	「滑動-群体」モデル
③	流体力	めくれ	単体	「めくれ」モデル
④	流体力	掃流	一体性弱い	「掃流-一体性が弱い」モデル
⑤	流体力	掃流	一体性強い	「掃流-一体性が強い」モデル
⑥	流体力	掃流	籠詰め	「掃流-籠詰め」モデル
⑦	土圧・水圧	滑動、転倒	—	「積み」モデル
⑧	土圧・水圧	滑動、転倒	—	「擁壁」モデル
⑨	土圧・水圧	水平変位	—	「矢板」モデル

② 検討結果

設計水深 10m、のり勾配 1 : 1.0~1 : 5.0 の場合における、代表流速 1~6m/s での安全率を図-4 に示す。

リバーベント工法は理論上、1 : 3.0 より緩い勾配において、連節ブロックと同等である流速 5m/s までの耐流速性能があることが分かる。

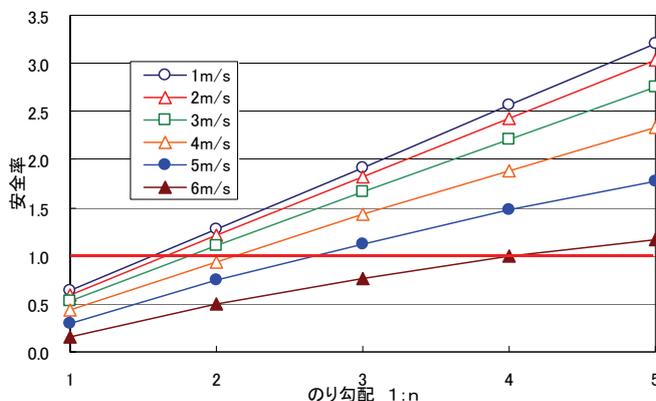


図-4 のり面勾配と安全率の関係

2) 水理実験

前述の性能検証結果を実証するため、下記の要領にて水理実験を実施した。

① 実験方法および条件

水理実験の状況を図-5 に示す。水槽（水路長 9.0m、幅 0.3m）の中に、リバーベント工法の標準的な断面構造（遮水層の厚さ：10cm、緑化層の厚さ：5cm）の供試体（長さ 1.0m、幅 0.3m）を3体並べ、流速を増加させながら流水し、安定性および侵食状況を観察した。



図-5 実物大マットを用いた水理実験状況

実験ケースとその条件を表-4 に示す。充填材料は、所定の遮水性能および耐流速性能を確保でき、実験条件として安全側（マット重量：50%の場合<30%の場合）であるベントナイト含有量 50%のものを使用した。

表-4 実験ケース

ケース	ベントナイト含有量(%)	緑化層
Case1	50	植生基材
Case2	50	張芝

また、緑化層としては、緑化初期の根が活着していない状態を模擬した植生基材の場合（Case1）と緑化後の根が理想的に活着した状態を模擬した張芝の場合（Case2）を設定した。なお、両ケースとも約1ヶ月間生育させ、芝丈が約15cmとなったものを使用した。

② 実験結果

図-6 に Case1 の水深 10cm の流速と時間の関係を示す。各々の流速で 30 分間維持し、最大約 5.2m/s まで上昇させた。図-7 に各時間における流速の深度分布（Case1）を示す。芝の抵抗により緑化面に近づくほど流速が低下している。

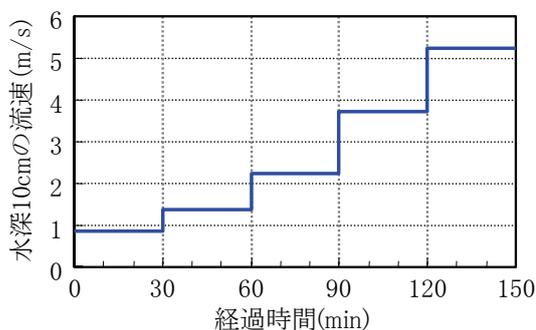


図-6 流速の経時変化（Case1 植生基材）

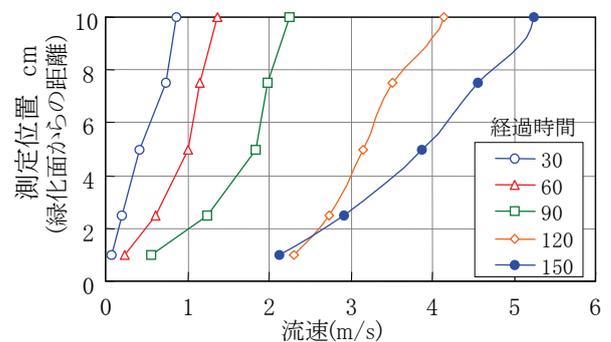


図-7 流速の深度分布（Case1 植生基材）

観察結果より、Case1 では流速約 4m/s まで緑化層は健全であるが、流速約 4m/s を上回ると緑化層の土（基材）が流出した。ただし、遮水層は流速 5m/s を与えても変化は見られず安定していることを確認した。一方、Case2 については、流速 4m/s の水流を連続して 3 時間流したが、図-8 に示すように緑化層・遮水層とも変化が見られず安定した状態であった。



図-8 実験後のマットの状況（Case2 張芝）

以上より、理論上のマットの耐流速性能（対応流速 5m/s）を実証できた。

4. 試験施工

リバーベント工法の実用化に際し、施工性や品質（遮水性能）、植生の永続性の確認を目的として、実物大の斜面を用いた試験施工を実施した。

(1) 試験条件

1) 勾配

「堤防のり面は表のり、裏のりともに、原則としてのり勾配が 3 割より緩い勾配とし、一枚のりの台形断面として設定する（文献 4）。」ことから、当該のり勾配を 1 : 3.0 とした。

2) 主要資機材

① 布製型枠

リバーベント工法に使用する布製型枠（マット）は、ファブリフォームマット工法⁵⁾（流動性コンクリートまたはモルタルを注入するコンクリート体成形法）に使用されるものと同様品（図-9、NF100 型）を標準としている。素材はポリエステルおよびポリアラミド高強度合繊維である（表-4）。

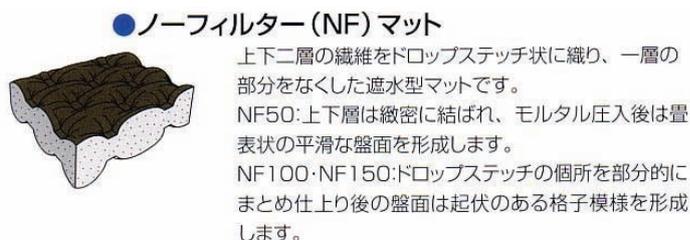


図-9 布製型枠のイメージ

試験施工に使用した布製型枠の仕様は図-10 のとおりである。ベントナイト膨潤後の平均層厚は約 10cm となる。2 枚の端部には面ファスナーが施されており、全長にわたり接合する。材料充填口のピッチは事前の施工性確認試験の結果から、縦 2.5m、横 1.0m とした。

表-4 素材特性

項目	単位	特性	測定法
引張強さ	N/m ²	1470×1470以上	JIS L 1096
伸び率	%	25×25以下	

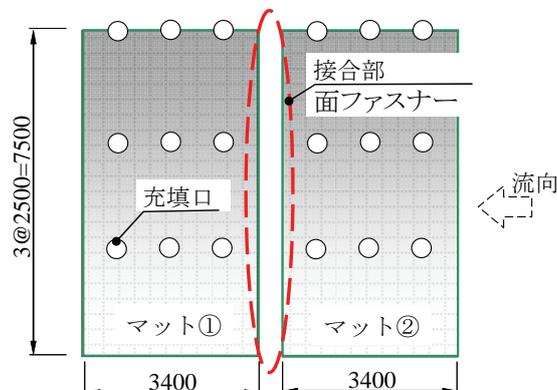


図-10 布製型枠模式図

② 充填材料

試験施工に使用した充填材料の基本物性は表-5のとおりである。ベントナイト混合土の配合比率は、所定の透水係数を満足できるベントナイト含有量である30%とした。これは、水理実験で適用した50%の場合に比べ、マット重量が増すので安定上有利となる。

表-5 充填材料の基本物性

項目		ベントナイト	砂
単体	使用材料	粒状ベントナイト (\sim μ \sim μ)	砕砂
	最大粒 (mm)	3.5	4.75
	自 含水比(%)	5.0	3.0
	膨潤力(ml/2g)	13.0	—
混合	ベントナイト含有量(%)	30	
	最小乾燥密度(g/cm ³)	1.112	

③ 充填装置

図-11 に充填装置の概要を示す。ホッパーに投入された材料を送風機から送られる空気によって、充填地点まで搬送する。

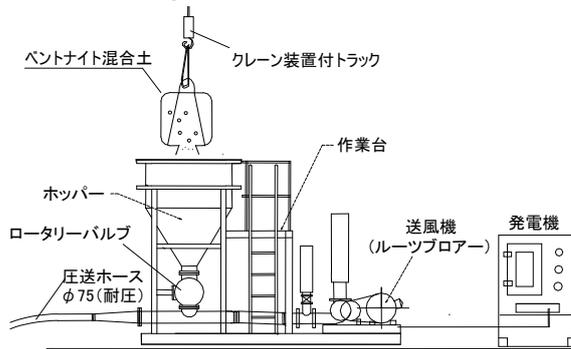


図-11 充填装置模式図・写真

3) 施工手順

以下に示す手順にて、試験施工を実施した。また、施工フロー写真を図-13 に示す。

① ベントナイト混合土製造工

- ・ 所定の量のベントナイトと砂をアジテータ車に投入し、高速攪拌後、フレコンバックに排出する。

② 布製型枠敷設工 (図-12)

- ・ 布製型枠 (マット) を広げ、上端部を引張り支持する。

③ 圧送充填工 (図-12)

- ・ 下部より充填口の高さごとに充填する。

④ 植生工

- ・ 充填完了後、全体の半分に植生基材吹付 (t=3cm、5cm) を実施する。

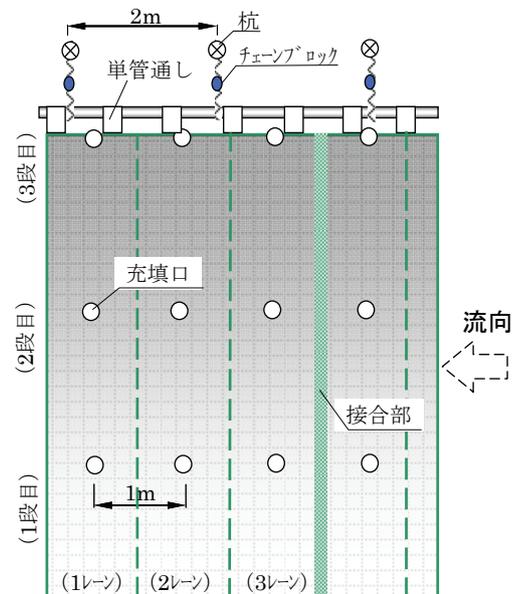


図-12 マット正面図



図-13 施工フロー

(2) 試験結果

試験施工を通じて、施工性に の いことを確認できた。

また、今後以下の項目を実施する 定である。

- ▶ 実施工における本工法の遮水性能を確認するため、膨潤 動を観察する。また、マットよりブロック サン リングを い、 場透水試験、密度試験を実施する。
- ▶ 長期的な経過観察を実施し、植生の生育状況や永続性を確認する。なお、図-14 は水理実験に用いた供試体である。実験後約4年半が経過（平成22年10月時点）しているが、植生が永続していることを確認できる。



図-14 水理実験供試体

5. リバーベント工法に対する「エコ」技術としての評価

近年の社会的 より、環境に配慮しつつ経 安定を实 できる「エコ」技術が求められ、開発が に われている。本工法において考えられる「エコ」技術としての利点を以下に述べる。

- ▶ 構造系護岸の従来工法（連節ブロック等）に比べて、ラフタークレーン等の大型機 が 要であり、コンクリート使用量も低減できることから CO₂ 排出量を抑制できる。
- ▶ 従来の浸透破壊防止工法（遮水シート+連節ブロック+覆土+植生）に比べて、コストを約10% 減 できる。また、工期を約半分に短縮できるため、工事中の環境への負荷を低減できる。
- ▶ 吹付により容易に緑化できるため、多自 型護岸の 備が可能となる。また、①生育基盤材のみを吹付け自生 の侵入を待つ、もしくは、② 地すき り土を生育基盤として有効利用する吹付工法を用することによる緑化も可能であり、その土地本来の河川環境を保全できる。

6. おわりに

堤防の浸透に対する要対策 長は全国の国土 通 河川の約4割(2,396km)に び⁶⁾(平成18年12月)、安全度が特に低くかつ被 のある区間を中 に、平成19年度より緊 的に対策が実施⁷⁾されている。利根川水系では 都 区域堤防強化対策事業として、主に断面 大工法による対策が られている。表のり面被覆工法である本工法は、堤防の改変を最小 に抑えながら質的強化が可能となるため、用地上の制約を ける 所への適用が期待できる。

今後、実施工における遮水性能および植生の永続性を確認するとともに、本工法の実用化に向けて施工性の向上にも めていきたい。

<参考文献>

- 1)社 法人国土技術研究センター：「河川堤防の構造検討の手引き」2002年7月
- 2)社 法人国土技術研究センター：「改定 護岸の力学設計法」2007年11月
- 3)社 法人全国防 会：「 しい山河を守る 害復 基本方 」2006年6月
- 4)国土 通 河川局：「河川堤防設計 」2007年3月
- 5)旭化成ジオテック株式会社：「ファブリフォーム技術資料」
- 6)国土 通 河川局：「河川堤防の点検状況 び点検を けた堤防強化について(報 発表資料)」2007年3月
- 7)国土 通 河川局：「河川堤防の浸透に対する安全性確保のために今後3 年で対策を実施する 定 所について(報 発表資料)」2007年7月

グラウンドアンカーの残存緊張力モニタリング手法

～LCC 縮減に資する新しい技術～

日特建設株式会社

田中 尚

1. はじめに

グラウンドアンカー工法（以下、「アンカー」という）は、我が国の脆弱な地質構造を補い、効率的に社会資本を整備する上で必要不可欠な技術である。そのアンカーは、我が国に導入されて約半世紀が経過した。近年、高度経済成長期に建設された社会資本は更新の時期を迎え、従前の対処療法的な維持管理から予防保全型の維持管理が求められている。こうした社会背景に応じ、地すべり対策や斜面安定対策に用いられた既設アンカーに対しても同様なことが求められている。

このような中、「グラウンドアンカー維持管理マニュアル」¹⁾が発刊され、維持管理に関する一定の方向性が示された。しかしながら、アンカーの維持管理において、補修技術や緊張力計測方法など、まだ多くの課題が残っており、同書ではむすびにおいてそれらを挙げている。

当社では、アンカーの残存緊張力のモニタリングに資する技術として、「リフトオフ試験管理システム (Licos : リコス)」(以下、「Licos」という)を独自開発すると共に、(独)土木研究所と民間8社(当社を含む)との共同研究に参加し、「既設アンカー緊張力モニタリングシステム (Aki-Mos : アキモス)」(以下、「Aki-Mos」という)を開発した。

2. アンカーの構造特性と維持管理における課題

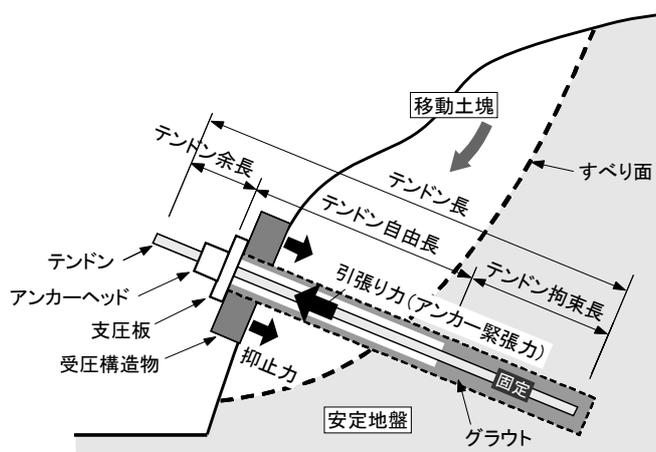
2.1 アンカーの構造特性

アンカーの模式的構造を図1に示す。アンカーは、テンドンに作用している引張り力(以下、「アンカー緊張力」という)が、アンカーヘッド、支圧板及び受圧構造物を介して移動土塊に抑止力として作用している。

アンカーは、設置された斜面が変形すれば、それに依りて緊張力が変動する特性がある。また、テンドンの腐食やグラウトとアンカー定着地盤との付着強度の低下など、アンカーの劣化に依りてもアンカー緊張力は変動する。すなわち、アンカー緊張力を計測することで、アンカーは抑止している移動土塊の変状ならびにアンカー自体の健全性を捉えることができるセンサーにもなる。

2.2 アンカーの緊張力計測の重要性

施工後の既設アンカーは、必ずしも十分な緊張力計測が行われているわけではない。昨今、1988年に土質工学会(現:地盤工学会)がアンカーの二重防食を義務付ける前に施工されたアンカーにおいて、テンドンの腐食が進み、破断してアンカーの機能を果たせなくなった事例が散見されるようになった(写真1)。一方、近年の防食構造が十分なアンカーでも、想定外の地すべり滑动により、テンドンに過剰な引張り力が作用して破断した事例



※アンカーとは、作用する引張り力を適当地盤に伝達するためのシステムをいう。
※テンドンとは、引張り力を伝達する部材(PC鋼より線、PC鋼棒など)をいう。

図1 アンカーの模式的構造

もある（写真 2）。

仮に、こうした現場においてアンカー緊張力の計測を経時的に実施していれば、その変動からアンカー自体の健全性や斜面の安定性を評価し、破断前に対策を講じて被害を最小限にとどめること、さらには経済性に優れた対策の実施が可能であったと考えられる。アンカー緊張力を計測すること、さらには経時的に行うことが重要であると言える。

2.3 アンカー緊張力の計測手法と課題

アンカー緊張力の計測手法には、実用的な方法として 2 種類ある。しかしながら、それぞれ測定精度や計測機器の耐用年数等に課題がある。正確かつ経時的な緊張力変化を捉えてアンカーの維持管理に用いるためには、それらの改善が必要である。

（1）リフトオフ試験

リフトオフ試験は、既設アンカーのテンドン余長やアンカーヘッドを特殊治具で掴むとともに油圧ジャッキで引張り、ジャッキ荷重とアンカーヘッドの変位から荷重 - 変位グラフを描き、グラフ中の変曲点からアンカー緊張力を求めるものである（写真 3、図 2）。

本方法は、任意の場所とタイミングで実施できるが、得られるデータは試験時のみにとどまる。また、従前のリフトオフ試験では、古くはアナログのブルドン管（圧力計）とダイヤルゲージ（変位計）を見てジャッキ荷重やアンカーヘッドの変位を読み取り、荷重 - 変位グラフを描いていた。荷重 - 変位グラフに描かれる測定点は少なく、また読取り誤差などを含み、求める変曲点も精度が低いものとなっていた。これについては、簡易なデータ集録装置と電気式の圧力変換器や変位計の普及により、任意の測定タイミングでデータを取得し、グラフを描くことができるようになった。もう一方で、アナログ的操作をしていたのが、油圧ジャッキの圧力コントロールである。リフトオフ試験では、試験方法として増荷重速度は計画最大荷重の $1/10 \sim 1/20 \text{ kN/min}$ 、減荷重速度はその 2 倍とされている²⁾。しかしながら、油圧ポンプのバルブを手動で操作していたため、圧力の設定や増荷重・減荷重速度を一定にすることが難しかった。

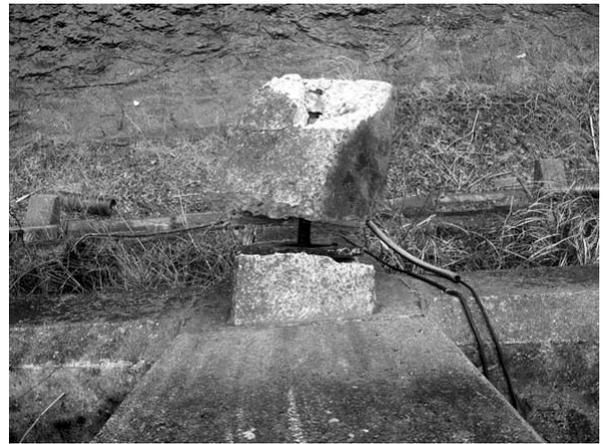


写真 1 テンドンの腐食によるアンカーの破断

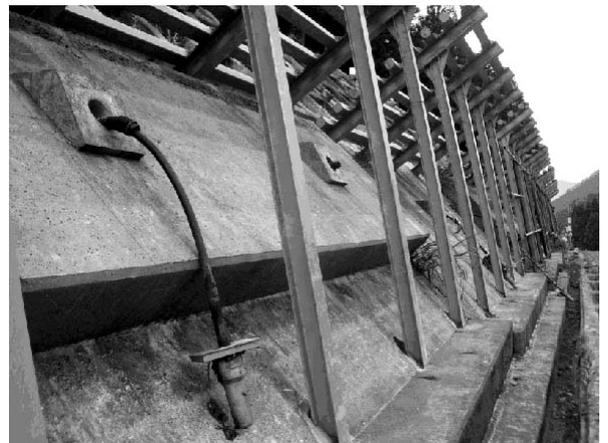


写真 2 想定外の地すべり滑動によるアンカーの破断

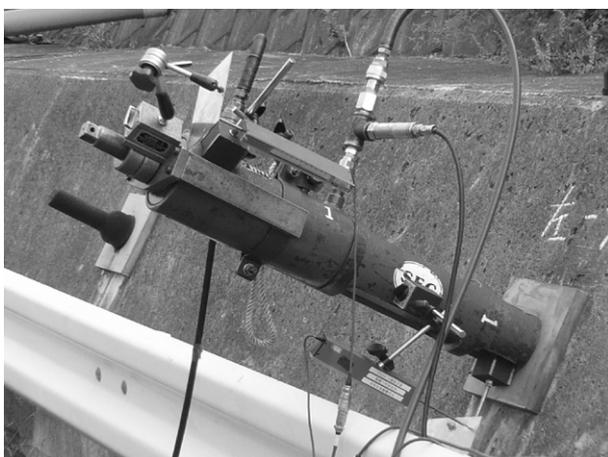


写真 3 リフトオフ試験状況

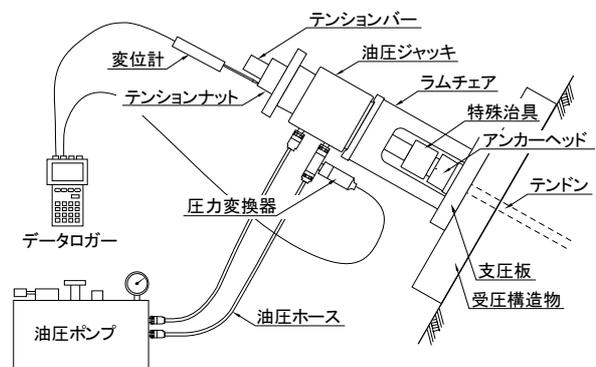


図 2 リフトオフ試験の概要

したがって、リフトオフ試験を高度化し、より正確にアンカー緊張力を求めるためには、油圧の増荷重・保持・減荷重コントロールを正確に行い、かつジャッキ荷重と変位のデータを細かく取得してリアルタイムでグラフ表示することが求められる。

(2) 荷重計

荷重計は、アンカー施工（新設）時に、一般的には2枚の支圧板で挟んで設置する（写真4）。そして、データ収録装置を併設したり、手動計測にて経時データを取得する。

一般的に荷重計の耐用年数は5～10年¹⁾と言われており、アンカーの供用期間に対して短い。アンカーの供用期間中継続してアンカー緊張力を計測するためには荷重計の交換が必要になる。しかしながら、既設アンカーに対しての荷重計の交換や後からの設置は、テンドン自由長や残存しているアンカー緊張力と再緊張余長の関係などから困難な場合が多い。「クサビ定着方式」のアンカーは、施工後にテンドン余長部を切断することが多いため、特に困難である。



写真4 荷重計によるアンカー緊張力計測

3. アンカーリフトオフ試験管理システム（Licos：リコス）

前述したリフトオフ試験の課題を解決するため Licos を開発した。Licos は、アンカーのリフトオフ試験を安全・正確・スムーズに実施するシステムである。

Licos では油圧ジャッキの圧力コントロールを PC 制御で行うことにより、スムーズな増荷重・保持・減荷重、そして正確な増荷重・減荷重速度の実現を可能としている。Licos の装置を写真5に、コントロールPCの操作画面を図3に示す。また、リフトオフ試験時の使用例を図4に示す。

なお、Licos はリフトオフ試験に用いるだけでなく、新設アンカーの施工に伴う基本調査試験や品質保証試験、緊張定着にも用いることが可能である。

3.1 特徴

任意に設定した油圧ジャッキの増荷重速度及び減荷重速度を PC 制御にて行うことが可能。

PC のタッチパネルにより、油圧ジャッキを遠隔操作（無線通信）にて増荷重・保持・減荷重させることができる。

荷重 - 変位グラフをリアルタイムで表示することができ、迅速にリフトオフ荷重を求めることができる。

ジャッキ荷重や変位のデータを連続（任意設定）で取得できる。

3.2 操作方法

Licos は、油圧ジャッキ等の緊張治具や変位計のセットが終われば、油圧ジャッキのコントロール全てを PC 上でいリフトオフ試験を実施することができる。以下に、緊張治具や変位計のセット後からの操作方法（セミオート制御）例を示す。なお、文中（ ）内の数字及びアルファベットは、図3中の同表示に対応する。



写真5 Licos 装置

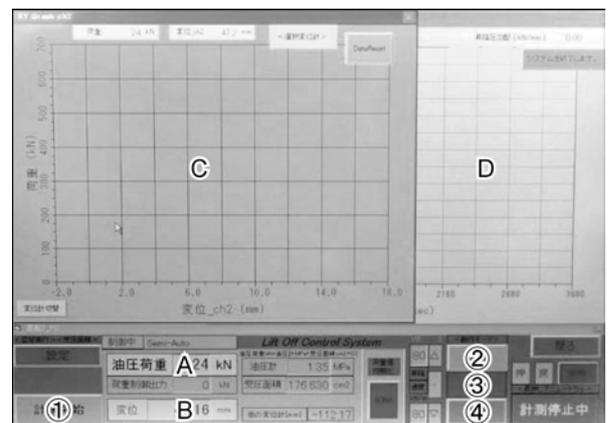


図3 操作画面

リフトオフ試験の計画書に基づき、増荷重速度と減荷重速度を入力する。初期荷重を入力し、ジャッキに初期荷重を作用させる。「計測開始ボタン()」を押した後、「増荷重ボタン()」を押してリフト

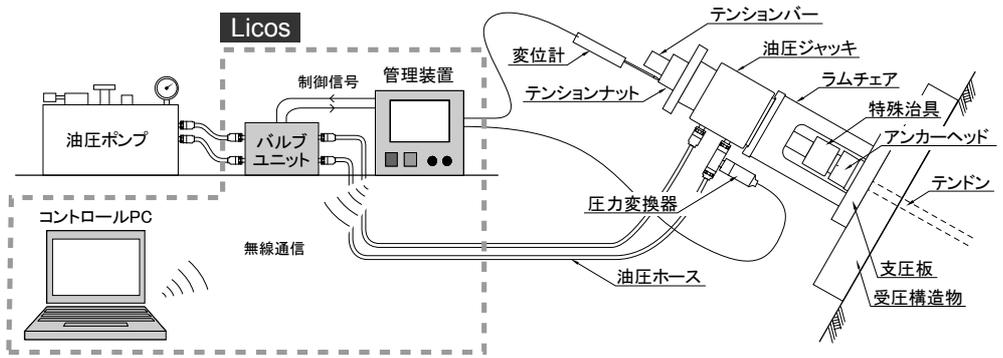


図 4 リフトオフ試験における Licos の使用例

オフ試験を開始する。すると、油圧ジャッキは、先に設定した増荷重速度にて増圧し始める。リフトオフ試験中のジャッキ荷重や変位計の値は、画面下に表示される(AとB)。また、荷重 - 変位グラフ及び荷重 - 時間グラフが画面上部に表示される(CとD)。リフトオフを確認し、計画最大荷重に達したら「保持ボタン()」を押し、ジャッキ荷重を保持する。ジャッキ荷重を下げる場合は「減荷重ボタン()」を押す。この場合も、油圧ジャッキは先に設定した減荷重速度にて減圧していく。必要なサイクル数のリフトオフ試験を実施した後、初期荷重を抜き、試験を終了する。

4. 既設アンカー緊張力モニタリングシステム (Aki-Mos : アキモス)³⁾

Aki-Mos は、既設アンカーに後からでも荷重計を取付けることができ、さらにはその荷重計が壊れても交換することができる荷重計取付け方法を実現したシステムである。また、簡易なデータ取得方法として無線通信を使った方法も開発した。

Aki-Mos は“荷重計”と荷重計を取付け・交換するための“緊張治具”、荷重計の計測値を取得するための“計測データ取得システム”の3つの要素技術から構成される。それらを組合せ、既設アンカーへの荷重計の取付けと荷重計計測データの取得を行う。図5にAki-Mosの運用イメージを、図6に3つの要素技術の組合せ構造を示す。

4.1 特徴

アンカーに導入されている緊張力を低下させることなく、既設アンカーへの荷重計の取付け・交換が可能である。荷重計の寿命が到来しても、新しい荷重計に交換することでアンカーの供用期間を通しての緊張力計測が可能である。

荷重計計測データを簡易なデータ収録装置で蓄積し、さらにデータを無線通信により遠隔から取得できる。アンカー緊張力を経時的に把握できるため、アンカー緊張力の変化に早く気付くことができる。

従来の同等規格の油圧ジャッキ等と比較し、開発した緊張装置および治具は小型かつ軽量である。作業性と安全性の向上、さらに作業に伴う仮設費の低減が図れる。

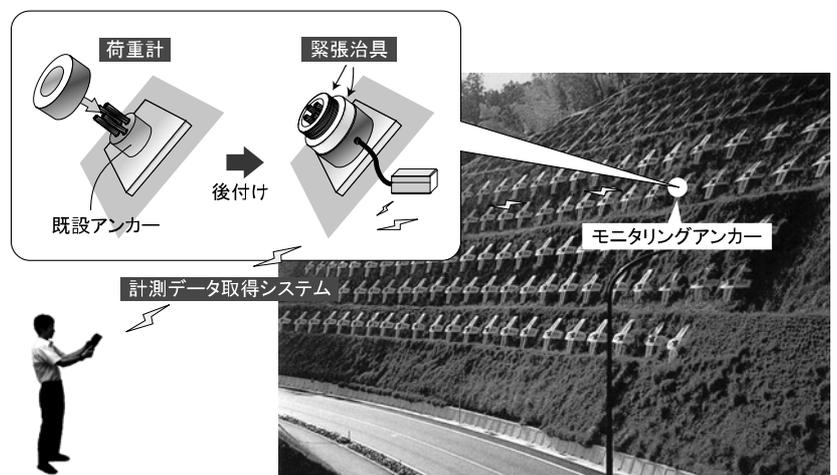


図 5 Aki-Mos の運用イメージ

4.2 要素技術

開発仕様は、過去に施工実績の多かった「クサビ定着方式」のVSLアンカーを対象に、アンカーの設計アンカー力を500kN以下（500kNタイプ）と1,000kN以下（1,000kNタイプ）に分けて開発を行なった。

(1) 荷重計

荷重計は、測定原理の異なる“ひずみゲージ式”、“差動トランス式”、“油圧式（ひずみゲージ式圧力変換器付）”の3種類を開発した（写真6）。形状・寸法は、既設アンカーヘッドの外側へ荷重計が配置できる内径、かつ開発したラムチェアの内側に配置できる外径としている。

荷重計からの信号出力は、従来の荷重計と同じ仕様である。そのため、既往の計測システムに組み込んだり、一般的なハンディロガーで計測することが可能である。

(2) 緊張治具

緊張治具は、緊張装置と治具からなる。緊張装置は、荷重計を取付ける時に使用するラムチェア、油圧ジャッキ、テンションロッド、テンションナットからなる。治具は、荷重計と共に現場に存置されるジョイントスリーブ、テンションスリーブ、定着ナットからなる（写真7）。

それぞれの構造・寸法は、既設アンカーのアンカーヘッドや支圧板の大きさ、荷重計との組合せを検討して決定した。特に現場での作業性を向上させるため、緊張装置の構造・寸法は、通常品と比べて小型かつ軽量とした。

(3) 計測データ取得システム

計測データ取得システムは、計測したデータを蓄積させる「データ蓄積・送信ユニット」と、遠隔からデータを取得するための「データ受信ユニット」からなる（写真8）。

「データ蓄積・送信ユニット」は、アンカーのヘッドキャップ外側に取付け、計測したデータを蓄積することができる。そして、「データ受信ユニット」を用い、任意のタイミングで無線通信によりデータを取得できる。

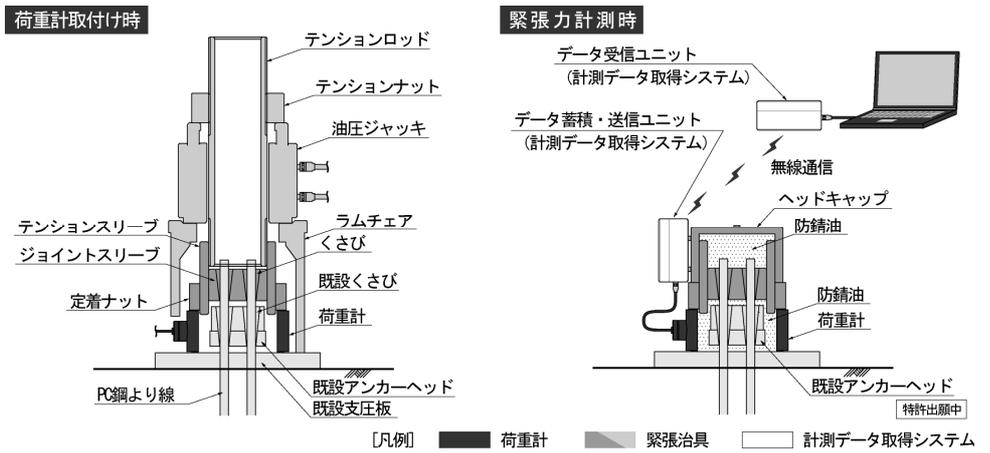


図6 要素技術の組合せ構造(VSLアンカー E5-4の例)

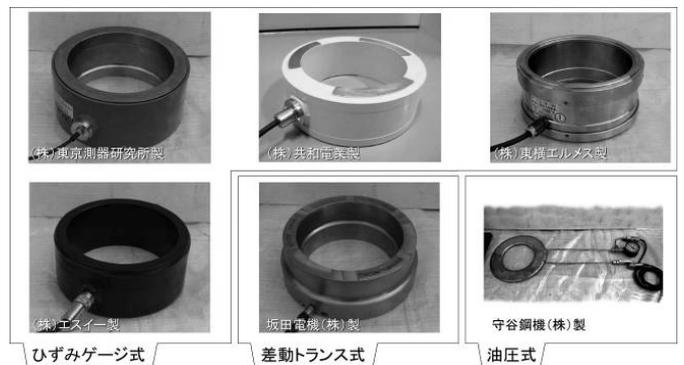


写真6 荷重計(1,000kNタイプ)

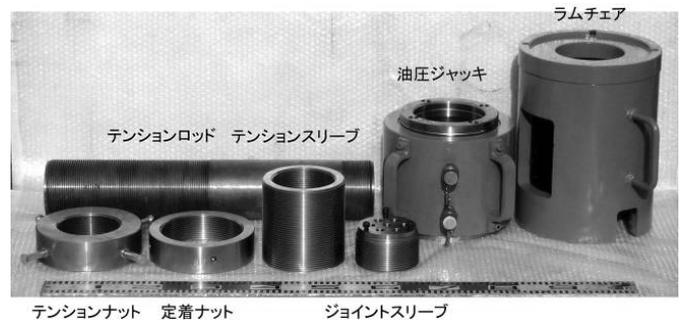


写真7 緊張治具(1,000kNタイプ)

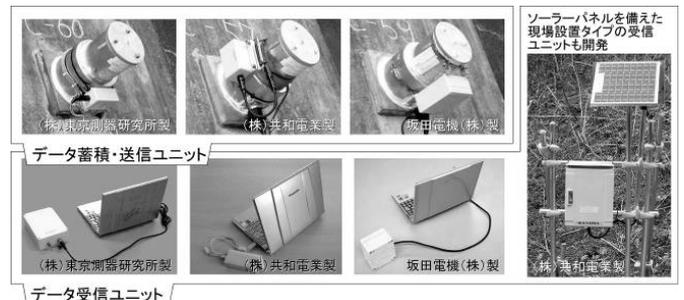


写真8 計測データ取得システム

4.3 荷重計の取付け・交換手順

荷重計の取付け・交換手順を図 7 に示す。なお、文中 () 内の数字は図中の番号に対応する。

荷重計を取付けるにあたり、まず既設アンカーに緊張治具を取付ける (~)。具体的には、アンカーヘッドの外側に円筒形の荷重計を被せると共に、PC 鋼より線の再緊張余長 (再緊張余長にジョイントスリーブを取付ける方法の場合、500kN タイプは 60mm 以上、1,000kN タイプは 70mm 以上必要) を利用してジョイントスリーブ、テンションスリーブ、定着ナットを取付ける。そして、ラムチェアと油圧ジャッキを組立てる。

次に、リフトオフ試験を実施し、アンカーの残存引張り力を求める。これを指標に荷重計定着時の緊張力を決定する ()。そして、リフトオフ試験により既設アンカーヘッドが既設支圧板から浮いた状態 (3mm 以上が望ましい) で定着ナットを締付け、ジャッキの油圧を解放することで荷重計へアンカー緊張力を移行させる (~)。

荷重計を取付けた後には専用ヘッドキャップにより頭部防錆処理を行う。そして、ヘッドキャップにデータ蓄積・送信ユニットを取付ける ()。

荷重計の取外しが必要な場合は、取付けの逆手順を実施する (~)。

なお、VSL アンカー以外のアンカーに対しても、ジョイントスリーブやテンションスリーブの形状を変更することにより荷重計の取付けは可能である。ただし、現時点においては、アンカー緊張力が過緊張となっているなどの理由によりリフトオフ試験が実施できないもの、またアンカーヘッドにネジが切ってなく再緊張余長が前述した必要長さよりも極端に短い場合は、荷重計の取付けはできない。

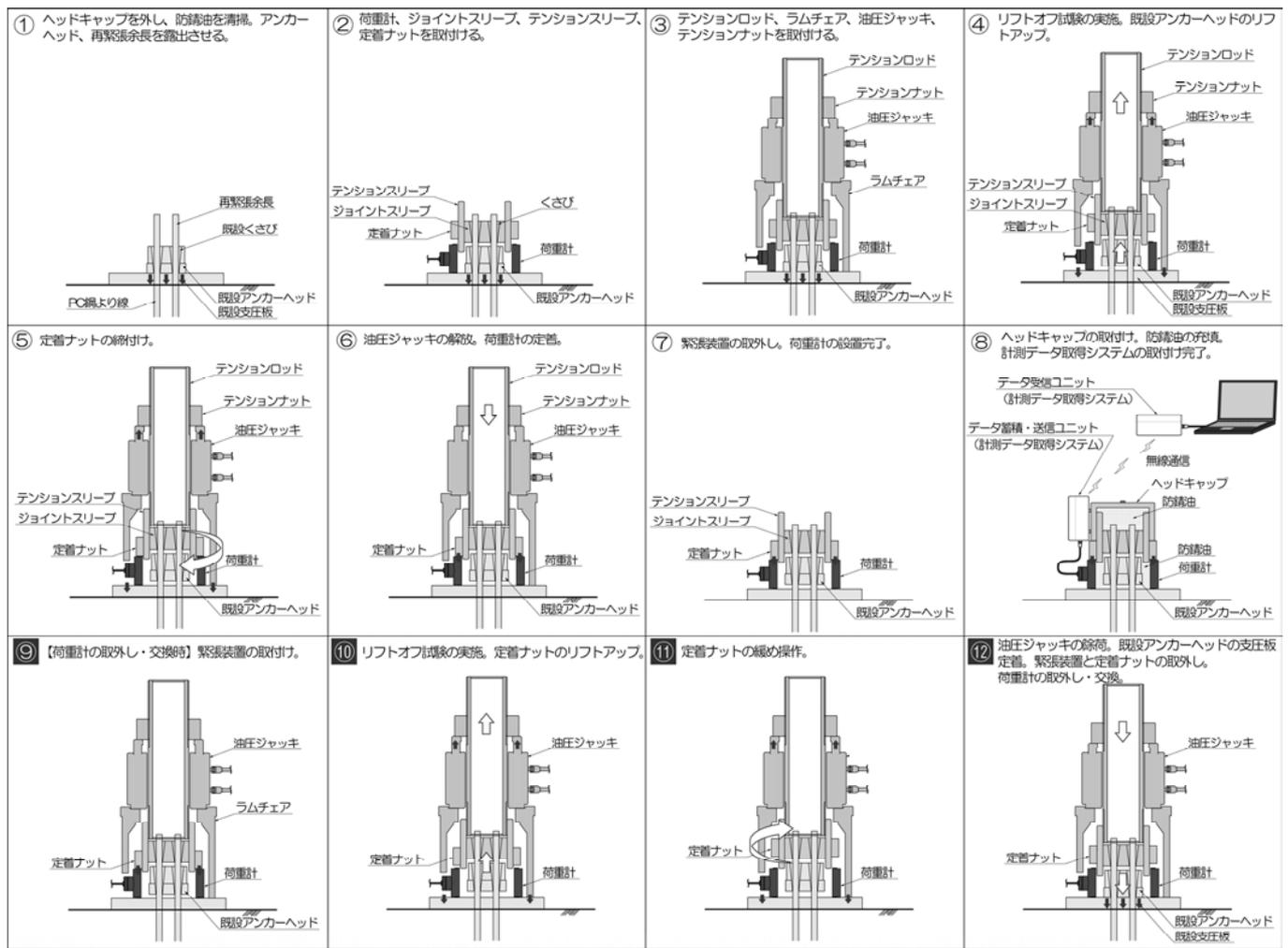


図 7 荷重計の取付け・交換手順

4.4 緊張力モニタリングのライフサイクルコスト（LCC）比較

（1）比較ケース

重要な保全対象に面したのり面に打設されたアンカーを継続的にモニタリングする場合を想定し、モニタリングに要するライフサイクルコスト（以下、「LCC」という）を比較した。比較した緊張力のモニタリング方法は、一般的に行われているリフトオフ試験及び Aki-Mos とし、以下の 4 ケースを比較した。

- 1 リフトオフ試験（1 回/2 年）
- 2 リフトオフ試験（1 回/3 年）
- 1 Aki-Mos（計測データ取得システムあり）・・・ 2 データ/日，4 回/年データ取得
- 2 Aki-Mos（計測データ取得システムなし）・・・ 手動計測 1 データ/月，12 回/年取得

（2）試算条件

試算条件は以下のように仮定した。

- ・設計アンカー力 500kN の既設アンカー 5 本を対象に、25 年間、アンカー緊張力をモニタリングする。
- ・Aki-Mos は 500kN タイプを使用する。
- ・試験を行うためには、現場内小運搬や足場仮設が必要となる。
- ・荷重計の耐用年数を 10 年とする。データ蓄積・送信ユニットも荷重計と同タイミングで交換する。
- ・データ受信ユニット 1 台で、データ蓄積・送信ユニット 5 台のデータを受信可能である。交換不要である。
- ・Aki-Mos の緊張治具（存置治具）は、交換不要とする。
- ・リフトオフ試験は 1 回/2 年（ -1 ） または 1 回/3 年（ -2 ） の頻度で行う。
- ・Aki-Mos によるモニタリングにおいて、計測データ取得システムを取付けた場合、データ蓄積・送信ユニットによる計測は 2 回/日とし、4 回/年でデータ取得を行う（ -1 ）。計測データ取得システムを取付けない場合は、1 回/月の割合で荷重計の計測を手動で行う。
- ・リフトオフ試験費や取付け費等は、グラウンドアンカー積算資料⁴⁾及び Aki-Mos 標準積算資料に基づく。
- ・荷重計、緊張治具、計測データ取得システムは標準品とし、緊張治具以外は複数社の平均的価格とした。

（3）LCC 比較結果

表 1 にライフサイクルコストを求めるための年間ランニングコスト及び内訳単価を示す。また、図 8 にライフサイクルコストの算出結果を示す。なお、表中の 印は、ランニングコストの算出に用いた単価内訳を示す。

その結果、初期コストは Aki-Mos のほうが高いが、リフトオフ試験を 1 回/2 年の頻度で実施する場合（ -1 ）と比較すると、4 年後には Aki-Mos の LCC が安くなっている。一方、リフトオフ試験を 1 回/3 年の頻度で実施する場合（ -2 ）では、経過年のタイミングによって LCC が入れ替わるが、概ね同じ推移（勾配）となる。

25 年後のモニタリングコストをそれぞれの方法で得られるデータ数で割り、1 データを取得するためのコストとして比較すると表 2 のようになる。表を見れば、Aki-Mos によって荷重計を取付けた方が 1 データあたりのコストは安くなり、計測データ取得システムを取付ければ 1 データあたり約 500 円と非常に経済的となる。

表 1 ランニングコストと単価内訳

緊張力モニタリング方法	単価(千円)	ランニングコスト(千円/年)		荷重計取付け			計測データ取得システム			計測データ取得			
		運搬・仮設	リフトオフ試験	荷重計	緊張治具	取付け費	データ蓄積・送信ユニット	データ取得ユニット	取付け費	システム使用	手計り		
		100	210	220	90	50	150	250	10	5	10		
①リフトオフ試験による残存引張り力測定(1回/2年or3年×5本)	1,550	○×5本	○×5本										
②Aki-Mosによる緊張力モニタリング	計測データ取得システムあり	荷重計設置(初年のみ×5本)	4,400	○×5本	○×5本	○×5台	○×5式	○×5本	○×5台	○×1台	○×5本		
		荷重計データ取得(4回/年)	20									○×4回	
		荷重計交換(1回/10年×5本)	3,700	○×5本	○×5本	○×5台		○×5本	○×5台		○×5本		
	計測データ取得システムなし	荷重計設置(初年のみ×5本)	3,350	○×5本	○×5本	○×5台	○×5式	○×5本					
			荷重計データ取得(12回/年)	120									○×12回
			荷重計交換(1回/10年×5本)	2,900	○×5本	○×5本	○×5台		○×5本				

なお、今回の比較は、非常にリフトオフ試験の回数が多い極端な例かもしれない。しかしながら、法面管理の重要性によっては、この程度の頻度でアンカー緊張力の把握が求められることもあると考えられる。LCC については、求められる管理レベルによって異なるため、現地に応じた LCC 試算を行う必要である。

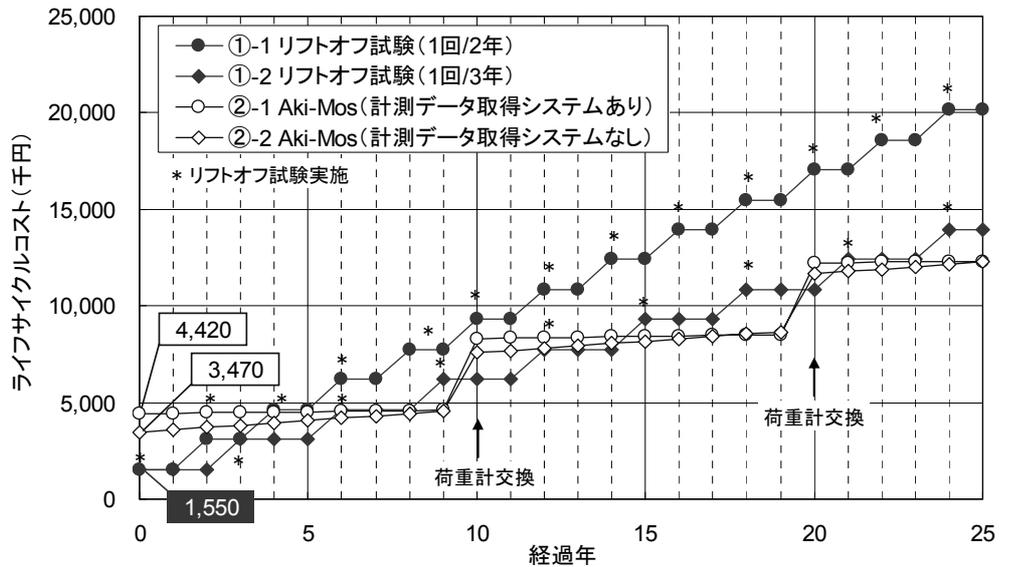


図 8 ライフサイクルコストの比較

表 2 1 データを得るための費用

緊張カモニタリング方法	コスト(千円)		
	25年後コスト	25年間のデータ取得数	1データあたりのコスト
①-1 リフトオフ試験(1回/2年)	20,150	13	1,550.0
①-2 リフトオフ試験(1回/3年)	13,950	9	1,550.0
②-1 Aki-Mos(計測データ取得システムあり)	12,320	18,250	0.7
②-2 Aki-Mos(計測データ取得システムなし)	12,270	300	40.9

5. 施工事例

Aki-Mos による荷重計の取付け事例を紹介する。なお、取付けに際するリフトオフ試験の油圧ジャッキコントロールは Licos にて行った。

5.1 スーパーフロテックアンカー工法への適用

アンカーにより地すべり対策を行った道路切土のり面において、アンカー新設時に取付けられた荷重計によってアンカー緊張力の増加が捉えられていた。しかしながら、近年、荷重計の老朽化により測定不能となってしまった。そこで、引き続きアンカー緊張力の測定が行えるよう Aki-Mos による荷重計の取付けを行った。本現場では、既設のスーパーフロテックアンカー (SFL-3, 許容アンカー力 470kN) 3 本に対して、500kN タイプの荷重計を取付けた。なお、計測データ取得システムは取付けなかった。

荷重計の取付けに際しては、まずリフトオフ試験を行い、アンカーの残存引張り力を確認した。その後、アンカーヘッドが支圧板から 3mm 浮いた状態まで緊張し、荷重計を取付けた。図 9 に本現場での荷重計組立図を、写真 9 に荷重計取付け状況を示す。

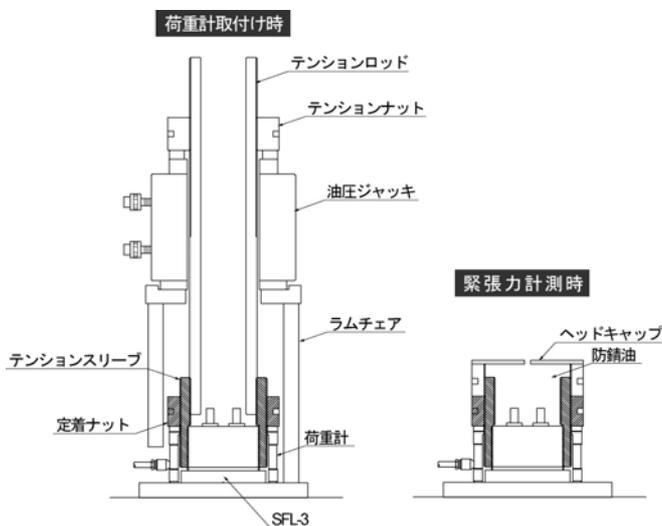


図 9 荷重計組立図(SFL-3)

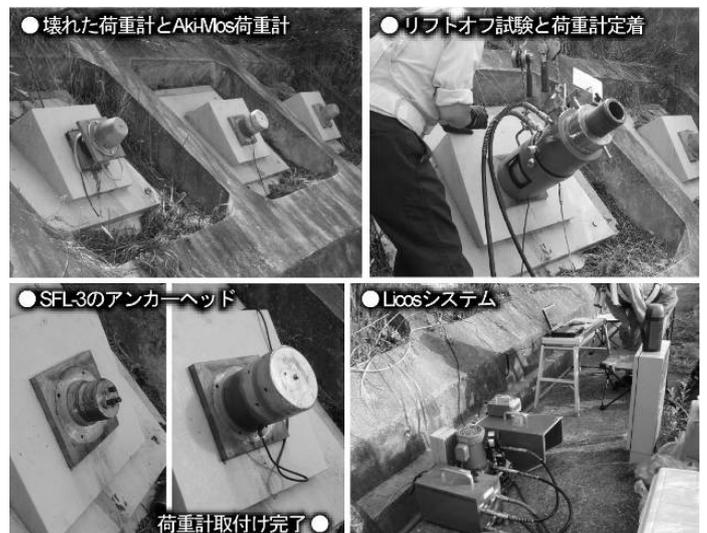


写真 9 SFL-3 への荷重計の取付け

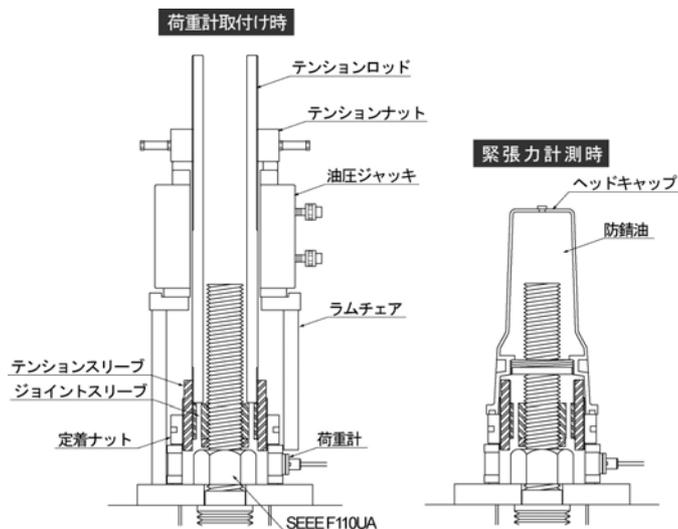


図 10 荷重計組立図(SEEE F110UA)

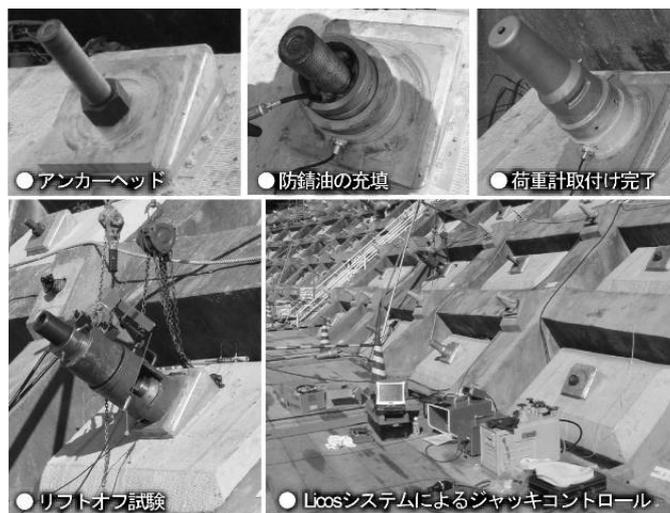


写真 10 SEEE F110UA への荷重計の取付け

5.2 SEEE 工法への適用

アンカーにより地すべり対策を行った道路切土のり面において、アンカー緊張力が増加してきていることから、追加対策として増打ちアンカーが施工された。荷重計の設置が計画されていたが、既往の荷重計設置方法では荷重計の交換が困難なため、容易に荷重計の交換ができる Aki-Mos が採用された。本現場では、新設の SEEE アンカー (SEEE F110UA, 許容アンカー力 672kN) 5 本に対して、1,000kN タイプの荷重計を取付けた。なお、計測データ取得システムは取付けなかった。

新設アンカーであるため、荷重計取付けに際し、アンカーヘッドを支圧板から 3mm 浮かせた状態で所定の設計アンカー力となるように緊張定着を行ってから荷重計の取付けを行った。図 10 に本現場での荷重計組立図を、写真 10 に荷重計取付け状況を示す。

6. おわりに

アンカーの緊張力は、地すべり滑動だけでなく、アンカーの老朽化などの緊張力減少要因や気温や日射の影響によっても変動する。気温や日射の影響については、荷重計測定値に日サイクル変動や年サイクル変動を発生させることもあり、緊張力評価の誤差要因となる。正確にアンカー緊張力をモニタリングしてアンカーの健全性評価や地すべり滑動の有無の判断などを行うためには、これらの誤差要因を把握・分析できるだけのデータ数が必要である。そのためには、荷重計の取付けを行い、経時的なデータを得ることが必要と言える。

今後、様々な現場に得たノウハウを開発にフォードバックさせ、より良い技術にして行きたい。

参考文献

- 2)(独) 土木研究所・(社) 日本アンカー協会：グラウンドアンカー維持管理マニュアル，2008．
- 2)(社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，2000．
- 3)(独) 土木研究所：既設アンカー緊張力モニタリングシステム運用マニュアル，土木研究所資料第 4171 号，2009
- 4)(社) 日本アンカー協会：平成 22 年度版 グラウンドアンカー積算資料，2010．