平成 28 年度

建 設 技 術 報 告 会

報 文 集

平成 28 年 10 月

北陸地方建設事業推進協議会

平成 28 年度「建設技術報告会」実行委員会

目　　次

第１会場報告技術

１－Ⅰ－１	石川県における公共工事でのICT施工技術の活用	1
１－Ⅰ－２	輪島道路におけるCIMの取組について	5
１－Ⅰ－３	山岳トンネルの高速切羽前方探査技術	9
１－Ⅰ－４	下水汚泥焼却灰のアスファルトフィラー化と新たな取り組みについて	13
１－Ⅱ－１	プローブデータを活用した冬期交通確保の検討について	17
１－Ⅱ－２	高機能砕石マスチック舗装による凍結防止剤の効果持続性改善に関する検討	21
１－Ⅱ－３	管底設置型下水熱融雪施設	25
１－Ⅱ－４	土系舗装施工における凍結防止対策	29
１－Ⅲ－１	フル・ファンクション・ペーブの施工実績について	33
１－Ⅲ－２	プレキャストコンクリート版を採用したトンネルインバートの製造・施工報告	37
１－Ⅲ－３	耐油性および耐久性に優れたアスファルト混合物の開発	41
１－Ⅲ－４	塩化ビニル推進管による長距離・曲線推進工法『ベル工法』	45
１－Ⅳ－１	高ひずみ樹脂による構造物の機能保持技術 ～タフネスコート～	49
１－Ⅳ－２	既設構造物直下の効率的な地盤改良 ―FTJ－FAN工法―	53
１－Ⅳ－３	3Dレーザースキャナーを用いた石切り場の計測について	57

第２会場報告技術

２－Ⅰ－１	ウォータージェット削孔による長尺補強鉄筋の挿入工法	61
２－Ⅰ－２	泥土リサイクル技術 ボンテラン工法	65
２－Ⅰ－３	自然由来ヒ素汚染土壌の鉄粉による分離浄化処理工法の適用拡大	69
２－Ⅰ－４	高圧噴射併用機械撹拌工法　L-スピンコラム工法の開発	73
２－Ⅱ－１	ローカーボンハイパフォーマンスコンクリート (Low Carbon High-Performance Concrete 略称：LHC)	77
２－Ⅱ－２	シャフト式遠隔操縦水中作業機（T-iROBO UW）	81
２－Ⅱ－３	ダム再開発工事における施工の合理化	85
２－Ⅱ－４	ブランチブロック工法	89
２－Ⅲ－１	住民と行政が一体となった土砂災害対策 （緊急速報メールを活用した情報伝達手段の拡充）	93
２－Ⅲ－２	消波ブロック腹付け潜堤護岸の越波特性に関する水理模型実験	97
２－Ⅲ－３	海中障害物撤去ガイダンスシステム	101
２－Ⅲ－４	フライアッシュを有効活用した新しい土質系遮水材（HCB-F）	105
２－Ⅳ－１	高波浪海域で使用される無筋消波ブロック ―ドロスⅡ型―	109
２－Ⅳ－２	水中三次元座標測量システム	113
２－Ⅳ－３	ラジコンボートを用いた港湾構造物の点検・診断システム	117
２－Ⅳ－４	プレキャストコンクリート製品の活用と効果	121

第1会場

第Ⅰグループ

石川県における公共工事でのＩＣＴ施工技術の活用

石川県土木部監理課技術管理室　課長補佐　南野延男

１　はじめに



写真－１　北陸新幹線

石川県では、北陸新幹線の金沢開業から２年目を迎えた今年度も、昨年度と同様に、開業前を大きく上回る観光客で県内各地が賑わうなど、開業効果が県下全域に波及している。この開業効果を一過性に終わらせることなく、開業効果を持続・発展させていくため、今後も、道路や港湾など交流基盤整備を進めるとともに、観光誘客に向けた美しく魅力ある地域づくりに取り組んでいくこととしている。また、地震やゲリラ豪雨などによって近年多発している大規模災害から県民の安全・安心を確保するため、防災・減災基盤の充実・強化にも取り組む必要がある。

しかしながら、こうした社会資本整備の担い手である建設産業では、本格的な人口減少時代を迎え、技術者の不足や高齢化の進行による労働力不足が懸念されており、若者や女性などが活躍できる環境整備や建設現場での生産性向上が重要な課題となっている。

このような課題の解決に向け、全国に先駆けて公共事業にＩＣＴ建設機械を導入している本県の取り組みを報告する。

２　公共工事へのＩＣＴ建設機械の導入

建設機械メーカーでは、ＩＣＴの活用により、事前に入力した地形や設計の３次元データをもとに、簡単な操作を行うだけで、自動制御で設計どおりに作業を進めることができる技術の開発が進められており、平成２６年１０月には、本県発祥のコマツが、世界で初めてとなる自動制御によるＩＣＴ油圧ショベル（写真－２）を開発しました。



写真－２　（左）ICT 油圧ｼｮﾍﾞﾙによる施工
（右）操作室内のﾓﾆﾀｰ

そこで、本県ではこの開発を機に、最新のＩＣＴ施工技術を建設現場でより効果的に活用するとともに、その技術の向上と普及を図るため、昨年７月、コマツと協定を結び、全国で初めて自動制御によるＩＣＴ油圧ショベルを公共工事に導入した。

【自動制御によるＩＣＴ油圧ショベル】
衛星情報等からバケット刃先の位置を把握して、刃先が設計面に達すると機械が自動的に停止し、細かな操作をしなくてもアシスト機能で刃先が設計面に沿って動くため、オペレータは深堀りを気にせず簡単に掘削作業が可能。
また、操作室内のモニターで仕上がり状況を確認しながら施工を進めることができる。

これにより、建設業界においては、熟練オペレータの技に頼っていた大型建設機械の操作が、若者や女性など経験の浅い作業員でも正確な施工が可能となることから、担い手不足の解消に繋がるものと期待している。

コマツにおいても、公共工事を進める現場での実証を通して、技術の改善につなげることが可能となり、より高性能な建設機械を開発することにより、更なるＩＣＴ施工技術の改善と普及が促進されることとなる。

また、事業者である県においても、施工の効率化による工期の短縮・事業効果の早期発現、施工精度の向上による安定した品質の確保、建設機械周辺での作業の削減による更なる安全性の向上が図られると考えている。

３　ＩＣＴ建設機械を活用したモデル工事

ＩＣＴ建設機械を活用した施工では、自動制御の優位性を活かして、大規模な切土や盛土を行う現場で、より効率的な施工が期待できることから、山地を掘削し谷を埋める工事となる加賀市の南加賀道路において、モデル工事を実施することとした。（写真－３、４）



写真－３　ICT 油圧ｼｮﾍﾞﾙによる切土工

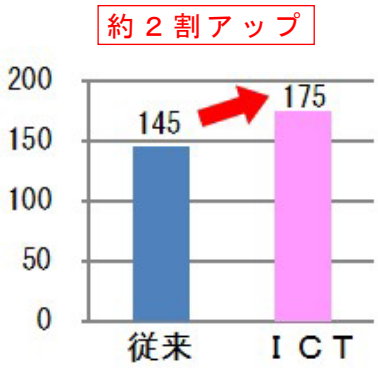


写真－４　ICT 油圧ﾌﾞﾙﾄﾞｰｻﾞによる盛土工

３．１　ＩＣＴ建設機械の活用効果

今年２月に完了したモデル工事に併せて、隣接する現場で従来型の切土や盛土の工事を同時に行い比較することで、ＩＣＴ建設機械の活用効果を検証した。

その結果、モデル工事では、着工前や施工中に必要となる施工の位置や高さ、傾きを示す丁張りの設置作業が不要となったほか、施工の仕上がり状況を確認するための計測作業などが大幅に削減され、１日当たりの施工量が、切土で約３割、盛土や法面整形の施工で約２割の増（図－１）となり、現場施工の効率が向上することを確認できた。（写真－４、５）



図－１法面整形（㎡/日）



写真－４　従来の法面整形



写真－５　ICT 油圧ｼｮﾍﾞﾙによる法面整形

【現場代理人の声】
・施工段階に応じた丁張り設置や出来形の確認作業がなくなり、事務所でのデスクワーク等が円滑に進む。

さらに、建設機械周辺での作業が大幅に削減されたことから、作業員と建設機械との接触の危険性が減り、施工現場における安全性も向上した。（写真－６、７）



写真－６　従来の盛土工



写真－７　ICT 油圧ﾌﾞﾙﾄﾞｰｻﾞによる盛土工

【自動制御によるＩＣＴブルドーザのオペレータの声】
・遠方の丁張りを凝視するために生じる目の疲れ
・建機周辺に人がいないか、丁張りを壊さないかなど施工を安全に円滑に進めることへの緊張感
・施工精度の確保に対するストレス　　などが軽減した。

また、モデル工事の現場で開催した研修会では、砕石をダンプトラックに積み込む作業以外は建設機械を操作したことがない女性オペレータが、実際にＩＣＴ油圧ショベルを操作したところ、法面整形を容易に仕上げることができることが確認できた。（写真－８）

こうしたことからも、ＩＣＴ建設機械の活用は、今後、熟練技術者不足への対応として有効であると期待しているところである。



写真－８
女性オペレータによる法面整形

【研修会に参加した女性オペレータの声】
・このＩＣＴ建機だと深堀りしないので、通常はできない私でも法面整形の操作ができる。

３．２　ＩＣＴ施工技術の普及に向けた取り組み

モデル工事では、まずは建設事業に携わる多くの方々にＩＣＴを活用した建設施工について知ってもらうため、ＩＣＴ建設機械の機能説明や操作指導を行う現場研修会、建設機械に入力する３次元データ作成の基礎講習を開催したところ、県及び市町の職員や建設業者など１００名近くの参加があった。（写真－９）





写真－９　現場での ICT 建設機械の「機能説明･操作指導」

また、ＩＣＴの活用を幅広く普及させるために、本県の取り組み事例を、公共事業の発注者や受注者が集まる会議やセミナーなどで積極的に報告することとしており、昨年度は、石川県のみならず新潟県や富山県などにおいても事例報告した。（写真－１０）

こうした取り組みを通じて、今後も建設工事におけるＩＣＴの活用の拡大につなげていきたいと考えている。



写真－１０
北陸 ICT 戦略ｾﾐﾅｰでの発表

３．３　ＩＣＴの活用拡大のために

一方で、ＩＣＴ建設機械による施工の前提となる３次元データの作成や入力作業などは、モデル工事現場の担当者にとって初めての作業となったことから、専門知識を有する者からの指導が必要であったことなど、今後、ＩＣＴの活用を拡大していくためには、ＩＣＴを使いこなすことができる技術者を育成していくことが大切であることもわかった。

４　今後の取り組み

本県では、今年度も、南加賀道路においてモデル工事を実施するとともに、対象工事を拡大し、金沢市の犀川において、施工箇所が目視できない水中での掘削工事にＩＣＴ建設機械を導入し、その効果を検証するほか、引き続き、ＩＣＴ施工技術の普及に向けた取り組みを進めていくこととしている。

今後、こうした取り組みの成果を踏まえ、ＩＣＴを活用することにより、交流基盤の整備や防災・減災基盤の充実・強化の更なる促進を図るとともに、地域経済を支える建設産業の生産性を向上させ、地域の活力創出にも貢献していきたいと考えている。

輪島道路におけるCIMの取組について

国土交通省北陸地方整備局　金沢河川国道事務所　柳沢　友輔

1.　ＣＩＭの基本理念について

CIM（Construction Information Management　以下CIM）とは、調査・計画・設計段階から3次元モデルを作成して設計を進めることで、その後の施工・維持管理・更新に至るまでの一連の建設生産システムを向上させる手法である。また、調査・計画・設計～施工・維持管理・更新の過程において属性付きの3次元モデル（CIMモデル）を共有することで建設産業全体としての効率化（設計の最適化、施工の効率化・高度化、維持管理の効率化・高度化）を目的としている。

1.1　活用の目的

近年建設生産システム全体の生産性向上を図り魅力ある建設現場目指すi-Constructionへの取組が進められる中、CIMなど3次元(以下3D）データを活用することが業務の効率化を行うのに重要となっている。3Dデータによる設計は高度なシミュレーションによる最適設計の提案とそれに伴うコスト低減等を容易とする一方、設計対象のパースのみだけではなく目的物が完成するまでの一連の施工過程を可視化することができる。特に現道を解放しての複数の道路が交差するインターチェンジ部の施工では各関係機関に施工完了後のパースのみだけではなく、施工途中における現道又は通行者への影響について説明が必須である。説明の際、複雑な幾つもの施工過程を複数枚の一連ではない施工図面にて説明しなければならない。また、関係機関との協議等の他，地元説明等の一般住民に資料を提示する際にCIMを活用することも有効な手段と考えられる。
そこで、従来のCIMによる設計計算のみならず、3次元モデルを利用し施工過程の可視化を目的とした新たな活用手法について報告する。

2.　輪島道路における活用事例報告

2.1　活用に至った背景

輪島道路は能越自動車道の一部を構成する高規格幹線道路でありインターチェンジ部における立体構造は複雑な形状となる。また、盛土・切土区間が連続しており、工事車両が進入できる箇所が限定されることから、パイロット道路の計画が重要となる。本格的な工事の実施に当たり、本線パイロット道路設計(2016)、及び能登空港IC橋の設計(2016)において、CIMによる3Dモデルを活用し、設計業務における工期短縮と作業効率化及び段階的な施工過程を3Dモデルにより可視化する目的で実施した。

2.3　本線パイロット道路設計

本設計は、一般国道470号輪島道路において、施工に必要な工事用の本線内パイロット道路の詳細設計(L=3.3km)を行ったものである。本路線は、山地部を縫って計画された路線であり、工事の際の進入路が限定され、これと連絡する形で本線内にパイロット道路を設置し工事を展開する。そのため土量バランスを確保することが重要となる。土量バランスを確認するためには、従来の2次元による設計では、平面･縦断線形を決定し、これを基に横断図を作成後、土量の数量計算まで行わないと確認できない。(図-1)このため、このサイクルで何回か設計のトライアルを行い、最適案を決定していく必要があり、非常に煩雑な作業となる。
今回の設計では、CIMを利用した設計トライアルの時間短縮を図り、効率的な設計(図-2)を行った。

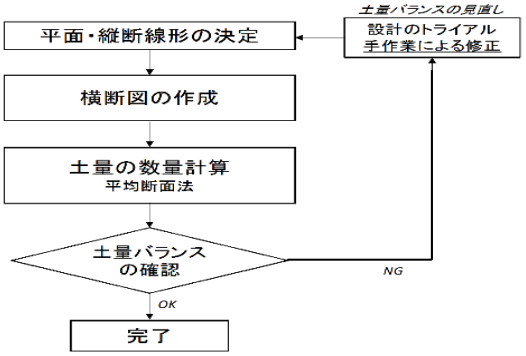


図-1　従来設計手順

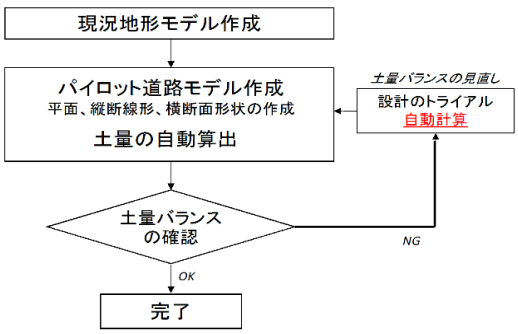


図-2　CIMによる設計手順

2.4　能登空港ICの設計

能登空港IC部は橋台施工に伴いランプ部の新設、現道部の拡幅も必要となる。また施工中は現道との近接施工となるため工事の影響を慎重に検討する必要がある。

そこで、施工ステップ毎に 3D モデルを作成し、施工ステップの確認、動画による施工の流れを可視化することにより(図-3、4)、離隔や視距等を含め様々な視点からこれらを確認することが可能となった。

また、可視化により、各関係機関協議及び地元説明において、設計の確認や問題点の認識等を効果的に共有する事ができた。





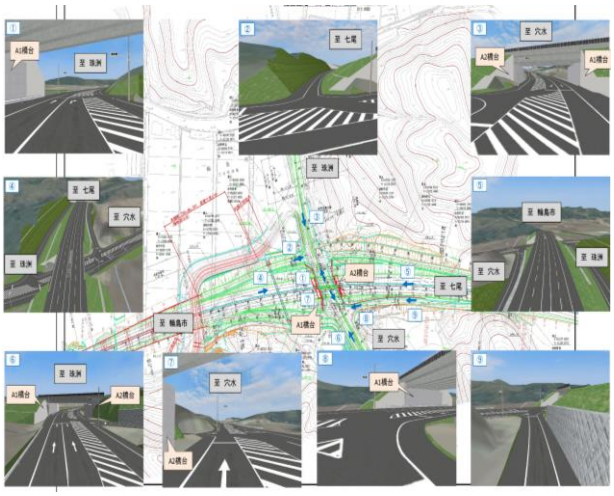


図-3　平面図と 3D モデルを対応させた協議資料

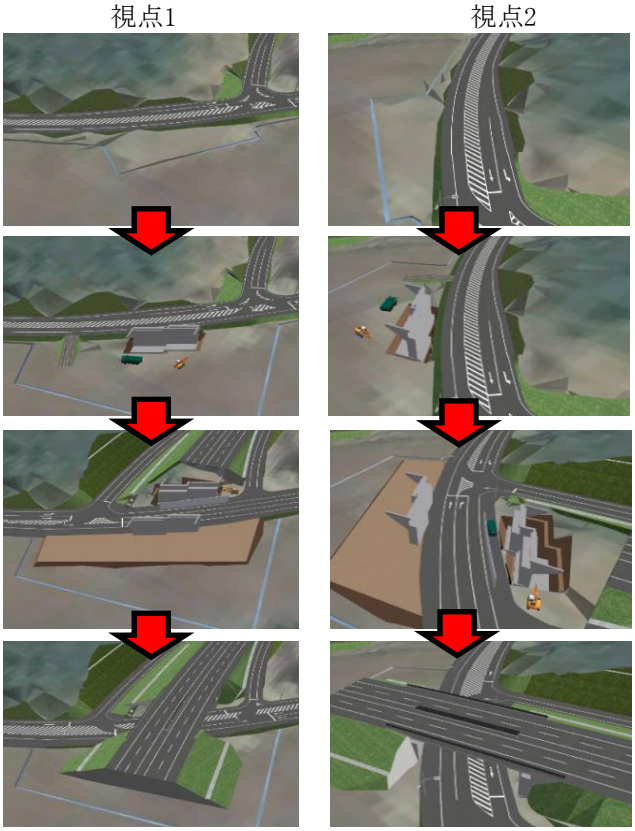


図-4　施工ステップ
（支障切回→橋台施工→埋戻→上部架設供用）

3.　3Dモデルの作成手順

3Dモデルの作成は以下の手順で行う。

3.1　地形モデルの作成

地形モデルは地表面の形状を3D表現したものである。地形モデルを作成する為には地盤高のデータが必要となるが、下記のようなデータ取得方法がある。

・ソフトウェアに標準搭載されている地盤データ（50mメッシュによる取得
・国土地理院にて公開されている基盤地図情報（5mメッシュ/10mメッシュ）による取得
・レーザ計測による地盤計測結果による取得
・UAVによる計測結果による取得
・平面図（等高線、標高点）からの取得

本設計では、道路設計で利用していた既往の地形図を用い、等高線から高さ(z)を与えることで3次元モデル(図-5)を作成した。

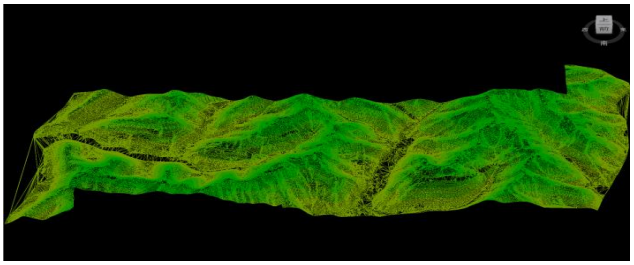


図-5　3次元モデル

3.2　道路モデルの作成

作成した地形モデル上に道路モデルを作成する。

道路モデルは平面線形・縦断線形・断面を設定することにより作成される。

平面線形は2次元（以下2D）CADで設計した道路中心線の座標・パラメータを設定するが、2DCAD上で定義されたデータを読み込むことも可能である。

平面線形に縦断線形の設定を行うことにより、3Dの道路線形が作成され、さらに断面設定を施すことによって3D道路モデルが作成される。作成された道路モデルと地形モデルにより自動的に切土盛土が設定される。能登空港IC部では、作成された道路モデルに対して橋梁区間の設定、交差点の設定を行い道路モデルの作成は完成する。

また、作成した道路モデルは平面線形や縦断線形等が変更されても自動的に再計算が可能である。

このため、設計のトライアルが容易となり、細かい調整や見直しについても短時間で対応することが可能である。

3.3　構造物モデルの作成・配置

2DCADで設計した構造物から3Dの構造物モデル(図-6)を作成する。現状の構造物作成ソフトウェアでは2Dから3Dモデルの作成は自動化される部分があまりないため、殆どの作業は手作業となる。

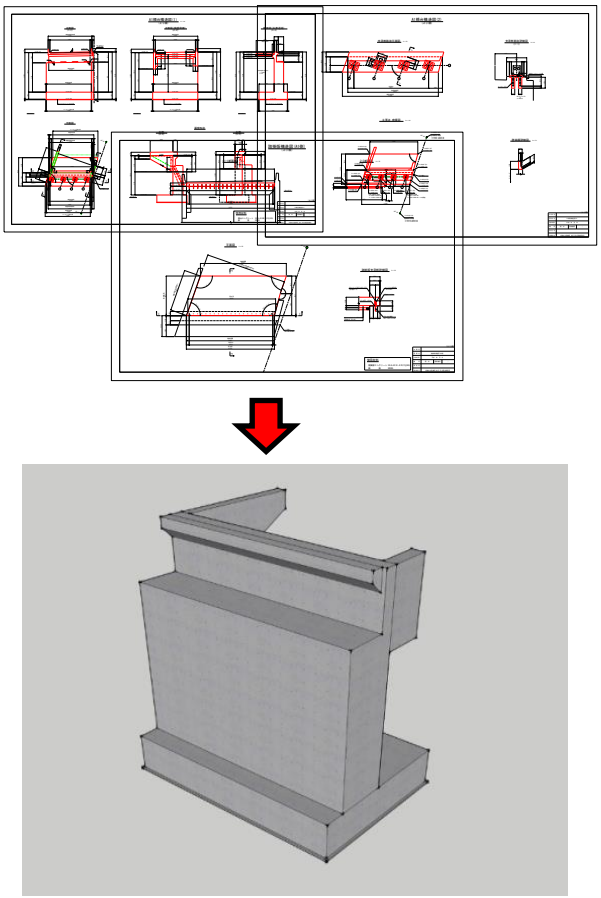


図-6　3Dモデル

4　CIM活用により得られた効果と課題及び展開

4.1　効果

今回のケースでは、道路モデルを用いた設計のトライアルにおいて従来の設計手法より大幅に設計時間の短縮が図られ、設計工期を短縮しつつ適切な土量バランスを考慮した設計となった。また、設計時に従来の2D図面だけではみつかりにくい問題点を発見できることは、設計ミスの削減につながるとともに、配筋の干渉チェックなど事前に確認することが可能となった。また、可視化により、2D図面に比べて誰にでもわかりやすく表現できるということが挙げられる。本設計のようにいくつもの施工過程を経て工事が完了する設計の場合、施工ステップの可視化により発注者、設計者、施工者、近隣住民などの関係者間で共通認識・意思疎通を行うことが容易になり、手戻りを防止する効果も見込まれる。

そのほか，3Dモデルに対し様々な付加条件を反映させることが可能であり、景観確認、構造物の構造や色による景観検討、道路走行シミュレーション、日照シミュレーション等、2D図面だけでは確認できないことを3Dモデルを活用して検討することができる。

4.2　課題

一方、課題として以下が挙げられる。

・道路延長が長い場合、データ容量がかなり大きくなるため、高性能PCの導入が必須となる。

・ソフトも高度化しており、使いこなすにはオペレーターを育成する必要がある。(マニュアル等はないため、現時点ではソフトの講習会への参加が必須)

4.3　今後の展開

CIMを用いた設計は、設計の効率化、可視化による協議内での効率化は十分見込める結果となった。

しかし、現段階においてはソフトウェア、ファイル形式等CIM全体の統一化が図られておらず、事務所間及び官(当整備局)・民(施工会社及び設計コンサルタント等)での互換性の欠如が懸念される。

そこで、CAD製図基準(P21)に類したCIMにおける共通フォーマットを策定することで円滑かつ迅速な関係機関内での対応が可能となり、施行の前段階である調査・計画・設計から施行発生後の維持管理に至る一連の建設生産の向上に期待できる。

謝辞：本論文の取りまとめに際し関係各位には数多くのご指導を賜りました。ここに感謝申し上げます。

山岳トンネルの高速切羽前方探査技術

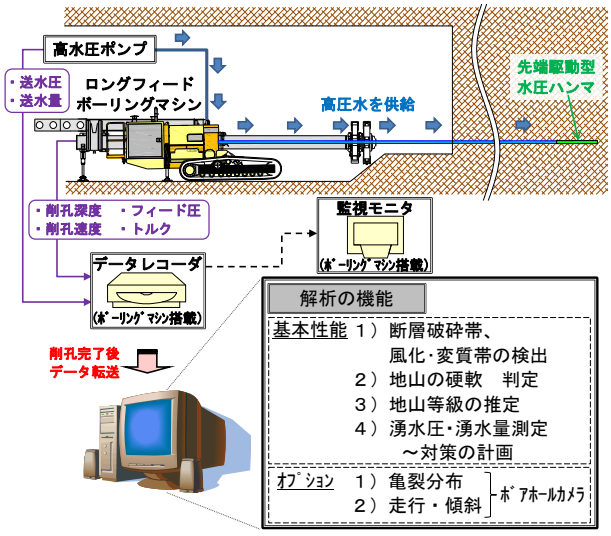
(株)大林組　生産技術本部　トンネル技術部　主席技師　○木梨　秀雄
副課長　　伊藤　哲

1　はじめに

山岳トンネル工事では、予期せぬ脆弱地山の出現で大きな変状や突発的な湧水が発生することがある。最悪の場合は切羽崩落や流出が起き、事業費の大幅な増大や工程遅延を招く。しかし、地上からのボーリングや物理探査などの事前調査のみでは、地山内部の性状を正確に把握することに限界がある。そのため、近年では切羽から前方地山をノンコアボーリングで探査して地質情報を把握することが、なくてはならないものになっている。既存の切羽前方探査技術としては、コアボーリングやジャンボを用いたノンコアボーリング等があるが、１回のボーリング長をトンネル月進程度の 150～200ｍとし、地山評価精度向上と高速性能を持たせた探査手法を新たに開発した。以下では、技術の概要とき裂帯・断層帯での適用事例を述べる。

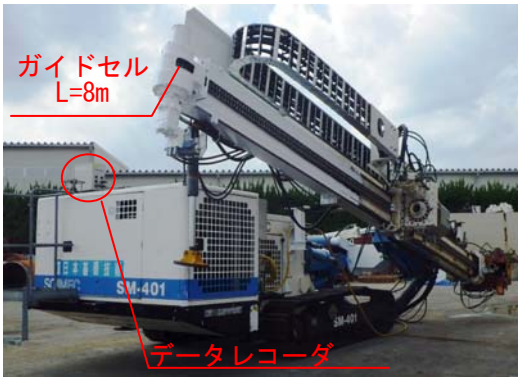
2　技術の概要

本技術の全体概要を図－１に示す。ロングフィードボーリングマシンに、高水圧ポンプを接続し、先端打撃型水圧ハンマにより削孔する。削孔速度・送水圧等のデータは、自動計測してレコーダに記録する。削孔完了後データを PC に転送し、エネルギー指標値から地山評価を行う。湧水は専用の湧水圧・湧水量計で、削孔途中任意の位置で計測できる。



図－１　システム全体概要

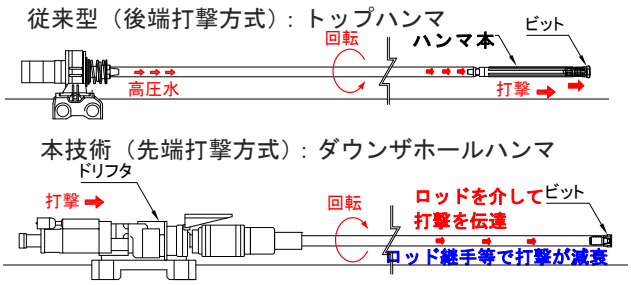
本技術では、ノンコア削孔に水圧ハンマを採用している。先端のビットが地山に接触して反力を得ると、高圧水がハンマ内部のピストンを振動させて、岩盤を打撃する。ボーリングマシンには写真－１のようなロングフィード可能な 8m のガイドセルを搭載しており、6mの長尺ロッドを使用することで、削孔効率を向上させた。



写真－１　水圧ハンマ搭載削孔マシン

本技術の先端打撃方式と、従来の油圧ジャンボやロータリーパーカッション等のノンコアボーリングで採用される、後端打撃方式の違いを図－２に示す。水圧ハンマは、先端のハンマ本体に高圧水を供給して打撃を発生させるのに対し、従来型はロッド後端に打撃を与えて削孔する機構である。後端打撃方式では、ロッドや継手等でエネルギーロス

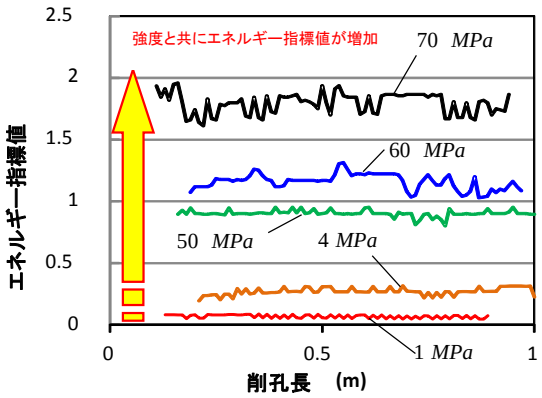
が増大するため、長距離削孔では速度が低下するが、水圧ハンマは先端まで高水圧をロスなく送り打撃するため、削孔長に関わらず効率的な削孔が可能である。また、水圧ハンマでは打撃によるロッドの振動が小さく孔壁が安定し拘束されにくい。



図－２　水圧ハンマと従来型の比較

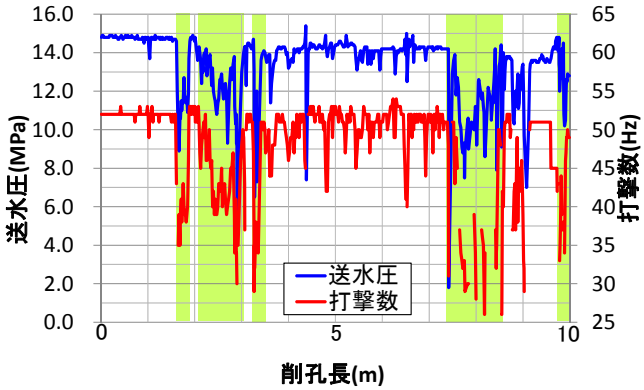
３　地山評価方法

本技術では、削孔に要した水圧ハンマの打撃エネルギーから地山等級を判定する。水圧ハンマは先端に送る水圧で地山を打撃するので、打撃エネルギーは送水圧 P と打撃回数 f に比例する。よって、単位長さの削孔に要する打撃エネルギーは、P×f／（削孔速度 V）で表すことができる。この P×f／V をエネルギー指標値として、地山を評価する。予備的に強度の異なる模擬地山をモルタルで製作し、これを用いた削孔試験を行った。その結果、図-3 のようにエネルギー指標値が地山強度の増加に伴って、大きくなることを確認できた。

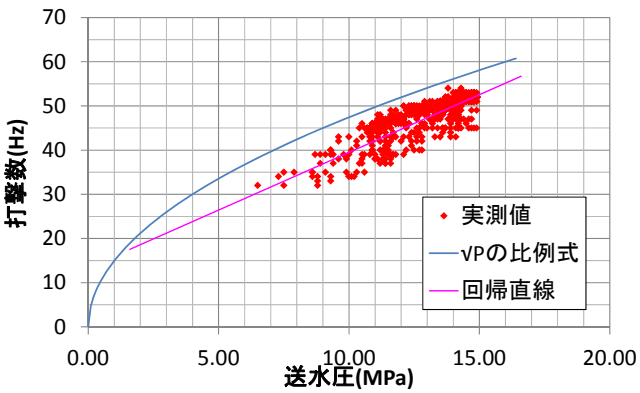


図－３　模擬地盤の削孔試験結果

エネルギー指標値の算出に用いる打撃数は、独自に求めた送水圧との関係式（回帰式）から推定する。先端で打撃を発生させる水圧ハンマの打撃数の測定は、加速度センサーで検出した打撃波形からの高度な分析に膨大な時間と労力を要する。そのため、地山評価を迅速に行うには、他の削孔データから打撃数を推定する方法を考案した。ハンマが定常的に叩き続ける条件では、打撃数は理論的に推定できる（送水圧でピストンを等加速度運動させるため、送水圧の 1/2 乗に比例）が、実際は、脆弱部や亀裂部では先端の反力が小さくなり、ハンマの打撃低下が頻繁に発生する。そのため、理論的な推定値を用いて地山を評価すると、実際よりも大きい打撃数でエネルギー指標値が高く算出され、地山を過大評価してしまう。そこで、打撃数測定試験を行い、実際の打撃特性を把握した。図－４のように、反力の低下に伴い送水圧も低下するため、送水圧と実際の打撃数の関係性が図－５のように回帰式を決定できる。



図－４　反力低下による打撃数減少の状況



図－５　送水圧と打撃数の関係

本技術による道路および鉄道トンネルでの前方探査結果より、エネルギー指標値と地山等級（支保パターン）の相関関係が表－１のように得られた。これにより、前方探査結果から地山等級を把握することが可能となった。

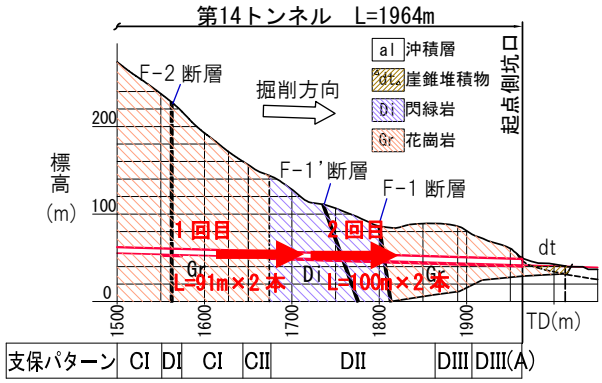
表－１　地山等級の判定基準

エネルギー指標値E	地山等級（道路トンネル）	地山等級（鉄道トンネル）
4.5以上	B	ⅢN
4.5～4.2	CⅠ	ⅡN
4.2～2.5	CⅡ	ⅠN-2
2.5～1.25	DⅠ	ⅠN-1
1.25以下	DⅡ	ⅠS

４　現場適用結果

４．１　事例（１）

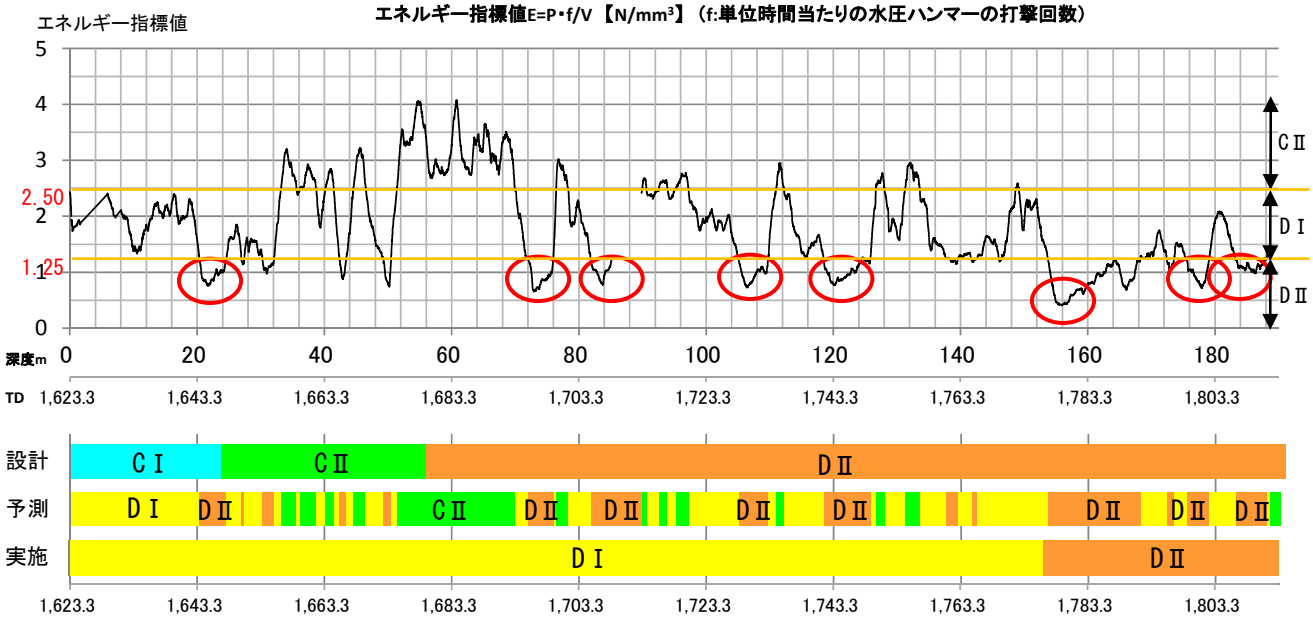
地山は花崗岩が主体で、貫通側は断層の影響を受けた風化花崗岩と破砕した貫入岩の出現が想定された。貫入岩部は事前調査において比抵抗値が低く、多量の湧水が懸念された。前方探査と先行水抜きによる地下水位低下を目的に、本技術によるボーリングを実施した。施工延長は、合計 382m（4 本）である。図－７に示すように、エネルギー指標値から、当初設計のＣⅠ～ＣⅡより悪いＤⅠ～ＤⅡと予測された。一方、貫入岩部は設計では全区間でＤⅡであったが、TD1771 までは設計より硬質でＣⅡ～ＤⅡ、TD1771 以降は設計と一致した。予測結果と実際の切羽は概ね一致し、TD1771 以前は ＤⅠ、以降は ＤⅡであった。事前に断続的な脆弱地山の出現を想定できたため、手戻りがなく、工程遅延を防止できた。また、地山に即した最適な支保パターンが実施でき、支保不適合による工事費の増加を未然に防止した。最大 1,350 ﾘｯﾄﾙ/min の湧水が発生する地山であったが、十分な水抜き期間の確保により、切羽到達時には地下水位を低下させ、



図－６　事例１の地質縦断図（当初設計）



写真－２　断層部での多量湧水

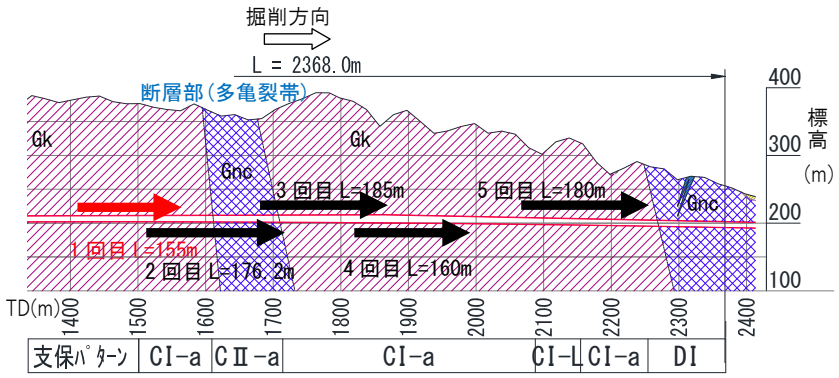


図－７　前方探査結果と支保パターン（設計・予測・実施）

掘削時の安全性を確保できた。

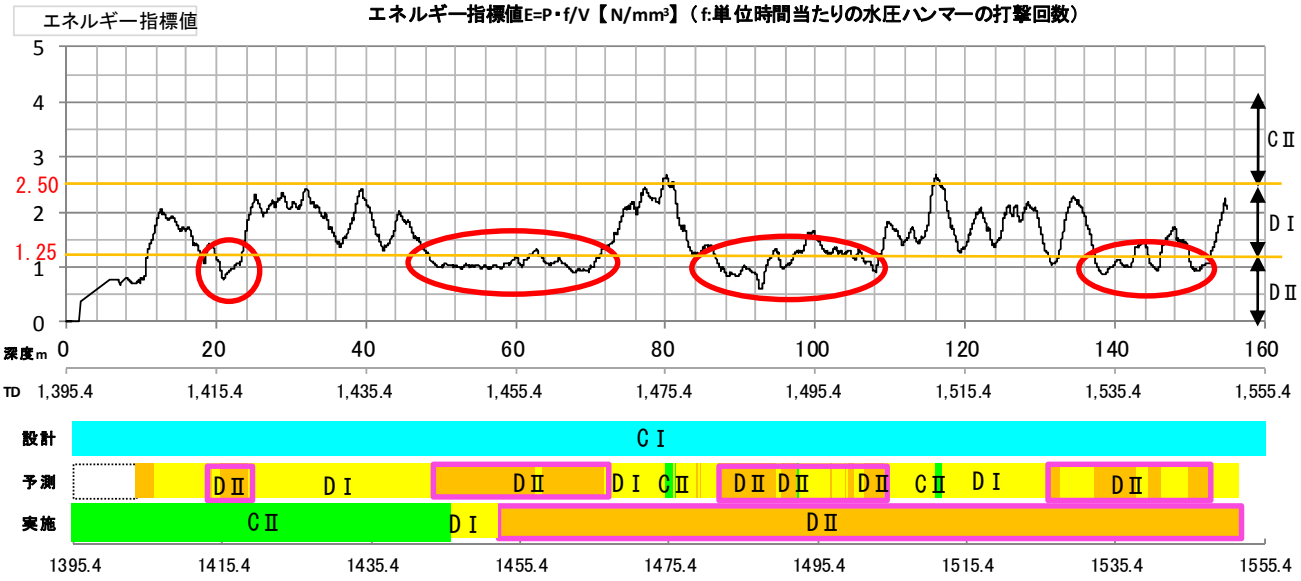
４．２　事例（２）

地山は、健岩部の一軸圧縮強度が100MPa 超の花崗閃緑岩であり、図－８のように、支保パターンはＣＩが主体で、TD1600～1700 の多亀裂帯が CII 地山で予想されていた。ところが、断層部の約 200m 手前から地山の変位増大や局所的な崩落が発生したため、詳細な地山状況の把握を目的に本技術による前方探査を行った。



図－８　事例２の地質縦断図（当初設計）

その結果、図－９のように当初 CII 級を想定していた断層部の約 200m 手前から、地山が脆弱化していることが探査結果のエネルギー指標値で確認できた。ボーリングのスライム（岩の破片）から、多亀裂帯とは異なる熱水変質による脆弱部であることが判明した。さらに、図－９のように設計より 3 ランクも低い DII 級の地山の存在が分布する（深度 20m、50～70m、85～110m、140～150m）ことも確認できた。そこで、探査結果をもとに地山が脆弱部に入るタイミングで岩判定を行い、地山に適合する支保パターンへの変更を行った。支保材料の事前準備が可能で、支保変状も無く、安全かつ順調に掘進を進めることができた。なお、 最長 L=185m を 8 時間で削孔でき、工程の遅延も回避した。



図－９　前方探査結果と支保パターン（設計・予測・実施）

５．おわりに

本技術をこれまでにトンネル工事において総延長約 3000ｍに本格適用し、断層破砕帯や変質帯等の脆弱部や多量湧水帯を把握し、対策に貢献してきた。また、削孔中に湧水量・湧水圧の計測も可能で、周辺環境への影響も把握できる。これらの実績が評価され「平成 27 年度土木学会技術開発賞」に選定された。今後とも脆弱地山への適用を推進し、事業コストの増大や工程の大幅な遅延防止に努める所存である。

下水汚泥焼却灰のアスファルトフィラー化と新たな取り組みについて

㈱金沢舗道　生産部　課長補佐　○大矢　昌樹

1　下水汚泥焼却灰のアスファルトフィラー化の概要

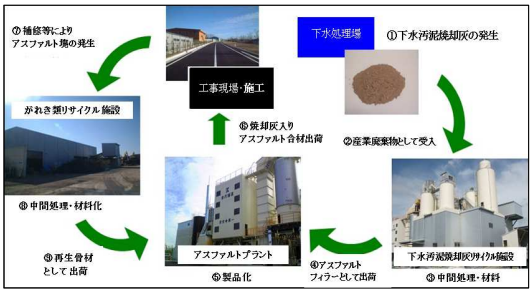
下水汚泥焼却灰のアスファルトフィラー化は、下水処理場で発生した下水汚泥焼却灰を、アスファルト混合物製造時に使用するフィラー（石灰岩系石粉）の代替品として有効利用する工法です。

本工法における課題として、下水汚泥焼却灰の環境安全面の問題（砒素、セレン等重金属類が含有し、地下水へ溶け出す恐れがある）と品質面（アスファルトの吸水性が高い＝製造原価が上がる）があります。環境安全面においては、下水汚泥焼却灰中の環境に有害な重金属類を安定化処理（重金属不溶化処理）し安定化処理後下水汚泥焼却灰（以下、処理灰）とすることで解決しています。しかし、品質面においては、フィラーへの代替量を制限して使用するしか方法が無いのが現状です。

今回は、本工法の概要と下水汚泥焼却灰の品質面の課題解決に向けた新たな取り組み（岩手県との共同研究）ついて報告させて頂きます。

表－１　下水汚泥焼却灰の基本性状

項目 ふるい目		一般的なフィラー	下水汚泥焼却灰	目 標 値
通過質量	600μmm	100	100	100
	300μmm	100	98.7	――――
	150μmm	94.9	85.9	90～100
	75μmm	80.2	53.8	70～100
密度試験		2.710	2.530	――――
フロー試験		26～32	115.0	50以下



図－１　有効利用のフロー

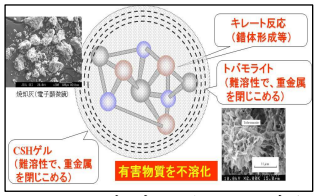
2　安定化処理後下水汚泥焼却灰の環境安全面とアスファルトフィラーとしての品質面

２．１　下水汚泥焼却灰の安定化処理技術の概要

下水汚泥焼却灰単体での環境安全性の問題を解決する為、金沢市企業局、金沢市環境技術顧問（金沢大学名誉教授）、金沢市環境局との産･学･官の共同研究で確立した技術が安定化（不溶化）処理技術であり、下水汚泥焼却灰とキレート剤（薬剤）等を混練し、重金属類を安定化する技術です。



写真－１　安定化処理後下水汚泥焼却灰



図－２　安定化処理の概要

２．２　安定化処理前後下水汚泥焼却灰の環境安全面

下水汚泥焼却灰の環境安全面に対する評価は、溶出試験を実施し、環境省の定める「土壌の汚染に係る環境基準」を満足するか否かを基に評価します。試験の結果、処理灰は全項目において基準値以下であり、環境安全面を確保しています。

表－２　安定化処理前後下水汚泥焼却灰の溶出試験結果（主要分析項目結果のみ）

分析項目	基準値	原 灰	処理灰	分析項目	基準値	原 灰	処理灰
カドミウム	0.01	< 0.001	< 0.001	水銀	0.0005	<0.0005	<0.0005
シアン	不検出	< 0.01	不検出	アルキル水銀	不検出	不検出	不検出
鉛	0.01	< 0.005	< 0.005	セレン	0.01	0.27	< 0.002
六価クロム	0.05	< 0.01	< 0.01	ふっ素	0.80	0.02	< 0.05
砒素	0.01	0.01	< 0.005	ほう素	1.00	1.70	0.30
土壌の汚染に係る環境基準値（環境告示第46号）【単位：mg／l】							

また、溶出試験とともに、環境安全面の評価基準とされる、有害物の含有量による評価方法（含有量試験）においても、処理灰は全項目において基準値以下であり、環境安全面を確保しています。

表－３　安定化処理前後下水汚泥焼却灰の含有量試験結果

分析項目	基準値	原灰	処理灰	分析項目	基準値	原灰	処理灰
カドミウム	150	2.7	3.7	水銀	15	<0.02	< 0.02
シアン	50	<0.2	< 1	セレン	150	0.1	< 0.2
鉛	150	48	30	ふっ素	4000	160	170
六価クロム	250	<0.3	< 2	ほう素	4000	29	28
砒素	150	1.0	0.2				
土壌汚染対策法の指定基準（環境告示第19号）【単位：mg/kg】							

２．３　過酷な環境下における処理灰の環境安全面評価試験

前述以外の環境安全性評価として、過酷な環境下においても安定化処理作用が保持されているか否かを目的として、処理灰及び焼却灰入りアスファルト混合物において、下表の試験を実施しました。その結果、環境基準値以下の結果が得られており、過酷な状態においても安定化処理作用が保持され、処理灰及び焼却灰入りアスファルト混合物の環境安全性が確保されていると考えられます。

表－４　過酷な環境下における各種の溶出試験結果

分析項目	基準値	試験対象：処理灰			試験対象：焼却灰入り混合物	
		※１	※２	※３	※４	※５
カドミウム	0.01	< 0.001	< 0.001	< 0.001	< 0.001	< 0.001
シアン	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出
鉛	0.01	< 0.005	< 0.005	< 0.005	< 0.005	< 0.005
六価クロム	0.05	< 0.01	< 0.01	0.02	< 0.01	< 0.01
砒素	0.01	< 0.005	< 0.005	< 0.005	< 0.005	< 0.005
水銀	0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	< 0.0005	< 0.0005
セレン	0.01	< 0.002	< 0.002	< 0.002	< 0.002	< 0.002
ふっ素	0.80	< 0.05	< 0.05	< 0.05	0.06	0.22
ほう素	1.00	< 0.1	0.1	0.1	< 0.1	< 0.1
土壌の汚染に係る環境基準値（環境告示第46号）【単位：mg/l】						

※１）溶出条件：溶媒をｐＨ＝２．５に調整して溶出（強酸性状態における安全性評価）

※２）溶出条件：溶媒をｐＨ＝１１に調整して溶出（強アルカリ性状態における安全性評価）

※３）溶出条件：加熱処理（常温⇒２００℃）を５回繰返し後、溶出（熱に対する安全性評価）

※４）溶出条件：促進耐候性試験（紫外線２００時間照射）後、溶出（紫外線に対する安全性評価）

※５）溶出条件：ラベリング試験機にて粉塵を発生させ、発生した粉塵を回収し、溶出試験を実施（焼却灰入り舗装から発生する粉塵の安全性評価）

３　焼却灰入りアスファルト混合物の品質面

３．１　力学的特性評価

マーシャル安定度試験結果（表―５）、アスファルト混合物の耐流動性評価試験結果（表―６）及びアスファルト混合物の耐摩耗性評価試験結果（表―７）より、各特性値において一般のアスファルト混合物と同程度であります。

表－５　マーシャル安定度試験結果

混合物名	密度 (g/cm³)	空隙率 (%)	飽和度 (%)	安定度 (KN)	フロー値 (cm)
密粒(20F)再生	2.339	3.4	79.9	11.70	33
密粒(20F)再生焼却灰	2.332	3.7	78.5	11.92	29
規格値	---	3~5	75~85	4.90以上	20~40

混合物名	密度 (g/cm³)	空隙率 (%)	飽和度 (%)	安定度 (KN)	フロー値 (cm)
一般的な透水性カラー混合物	1.925	21.8	28.3	3.99	24
焼却灰入り透水性カラー混合物	1.928	21.4	29.6	3.68	23
規格値	---	---	---	3.43以上	20~40

表－６ ホイールトラッキング試験結果

混合物名	動的安定度（回/mm）
密粒度Ac(20F)改質材	4,850
密粒度Ac(20F)改質材焼却灰	3,940
規格値	1500以上

表－７ ラベリング試験結果

混合物名	磨耗量 (cm^2)
密粒度Ac(新20FH)【新材】※１	0.74
密粒(13F)再生焼却灰	0.42
規格値	---

※１）依頼試験機関での過去試験結果（参考値）

4　焼却灰入りアスファルト混合物の試験施工及び追跡調査結果

4．1　試験舗装概要

（1）施 工 日　：平成 17 年 5 月～6 月　（2）施 工 場 所：金沢市円光寺・観音堂地内

（3）全施工面積　：約 2500㎡　　（4）追跡調査面積：【円光寺】195㎡【観音堂】340㎡

（5）舗装計画交通量（台/日・方向）:【円光寺】1,000 以上 3000 未満【観音堂】100 未満

4．2追跡調査（舗装性能評価及び環境安全面）の実施

4．2．1　追跡調査の概要

本現場における追跡調査は、施工後の「道路」としての供用性評価を目的としたＭＣＩ（維持管理指数）評価方式による舗装性能試験、及び焼却灰入りアスファルト混合物施工後の長期的環境安全性経年変化評価を目的とした現場抜取りコアによる溶出試験を実施しました。

4．2．2　追跡調査結果(舗装性能評価)

調査の結果、道路としての供用性に問題は無く、良好な状態を維持していると考えられます。(表―8)また､施工現場においてコアを採取し､環境庁告示第 46 号に基づく溶出試験を実施した結果、全項目で基準値以下となり、環境安全性に問題は無いと考えられます。また、長期的経年変化においても、溶出量に大きな変動は無く、環境安全性が保持されていると考えられます。

表－８　追跡調査結果（舗装性能評価）

	観音堂地内				円光寺地内			
	ひび割れ率（%）	わだち掘れ量（mm）	平坦性（mm）	ＭＣＩ	ひび割れ率（%）	わだち掘れ量（mm）	平坦性（mm）	ＭＣＩ
第１回追跡調査結果（H17.9月下旬調査）	0	1(4)	1.36	9.2	0	3(8)	1.62	8.8
第２回追跡調査結果（H18.2月下旬調査）	0	1(4)	1.86	9.2	0	3(8)	1.87	8.8
第３回追跡調査結果（H20.3月上旬調査）	0	2(6)	2.00	9.0	0	4(10)	2.00	8.7
	<備　考> 1.わだち掘れ量の( )は、わだち掘れ量の最大値 2.円光寺地内の結果は、区間１，２の結果を平均した値							

表－９　現場抜取りコア溶出試験結果（主要分析項目結果のみ）

		金沢市観音堂地内								金沢市円光寺地内							
分析項目	基準値	H17.9.26	H18.2.13	H19.3.9	H20.2.29	H21.2.9	H22.2.25	H23.2.23	H24.2.28	H17.9.21	H18.2.14	H19.3.13	H20.3.4	H21.2.17	H22.2.26	H23.2.24	H24.2.29
鉛	0.01以下	< 0.005	< 0.005	< 0.005	< 0.001	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	< 0.005	< 0.005	< 0.005	< 0.001	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005
六価クロム	0.05以下	< 0.01	< 0.01	< 0.01	< 0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	< 0.01	< 0.01	< 0.01	< 0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01
砒素	0.01以下	< 0.005	0.005	< 0.005	0.001	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	< 0.005	0.005	< 0.005	0.002	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005
水銀	0.0005以下	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005
セレン	0.01以下	< 0.002	< 0.002	0.002	< 0.001	<0.002	<0.002	<0.002	<0.002	< 0.002	< 0.002	< 0.002	< 0.001	<0.002	<0.002	<0.002	<0.002
ふっ素	0.8以下	0.24	< 0.05	0.05	< 0.05	0.06	< 0.05	< 0.05	< 0.05	0.15	< 0.05	< 0.05	< 0.05	<0.05	<0.05	< 0.05	< 0.05
ほう素	1以下	< 0.1	< 0.1	< 0.1	< 0.05	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	< 0.1	< 0.1	< 0.1	< 0.05	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1
施工後経年数		半年後	1年後	2年後	3年後	4年後	5年後	6年後	7年後	半年後	1年後	2年後	3年後	4年後	5年後	6年後	7年後

5　下水汚泥焼却灰の品質面の課題解決に向けた新たな取り組みについて（岩手県との共同研究）

5．1　既存処理灰のアスファルトフィラーとしての品質面

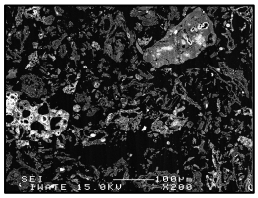
処理灰単体では（社）日本道路協会の定めるフィラーとしての品質において、フロー試験によるフロー値（アスファルトの吸収性を示すもの）のみ目標値を満足していません。しかし、アスファルト混合物１t 当りの全フィラー量の３割（フィラー：焼却灰＝７：３）以下で使用することにより、品質を十分に満足することが可能となりますが、代替量が制限されてしまうのが現状です。

表－１０ 処理灰入りフィラーの品質

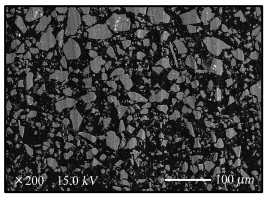
項　目			処理灰	処理灰:ﾌｨﾗｰ=3:7	規格値（目標値）
水分試験(%)			0.6	0.2	1.0以下
粒度	通過質量(%)	600μmm	100.0	100.0	100
		300μmm	99.3	99.2	-----
		150μmm	94.5	91.8	90~100
		75μmm	89.4	80.1	70~100
密度試験(g/cm³)			2.539	2.663	-----
塑性指数(PI)			NP	NP	(4以下)
フロー試験(%)			87.8	39.4	(50以下)
剥離抵抗性試験			合格	合格	(1/4以下)
浸水膨張率試験(%)			0.1	0.0	(3以下)
加熱変質性試験			なし	なし	(変化なし)

５．２　既存処理灰の品質面の課題における要因について

現状の品質面（アスファルトの吸水性が高い）における課題の要因として考えられるのが、処理灰の粒子の状態です。一般的に、アスファルト混合物製造時に使用するフィラー（石灰岩系石粉）の粒子の状態と比較すると、処理灰の粒子は多孔質であり、この多孔質な粒子がアスファルトフィラーとしての適用性を低下させているのではないかと考えられます。



写真－２　処理灰粒子の断面図



写真－３　石灰系石粉の断面図

５．３　岩手県との共同研究の目的及び内容

現状の品質面（アスファルトの吸水性が高い）における課題解決を目的に、岩手県（岩手県工業技術センター）と平成２３年度から平成２４年度にかけて共同研究を実施しました。

共同研究の内容は、現状の品質面における課題の要因として考えられる処理灰の粒子を、“粉砕”することで改善できるのではないかと考え、この粉砕した処理灰（粉砕灰）をアスファルトフィラーとして用いた際の改善効果と、環境安全性の検討を行いました。

５．４　共同研究結果（粉砕灰の環境安全性試験結果）

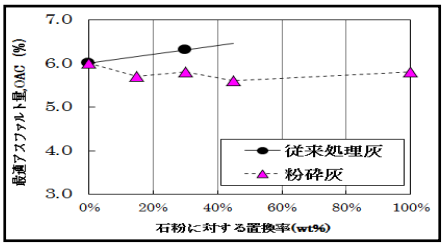
粉砕灰を溶出試験した結果、基準値以下の結果が得られ、粉砕時間の変化による溶出量の増加も見られず、良好な結果でした。

表－１１　粉砕灰の溶出試験結果

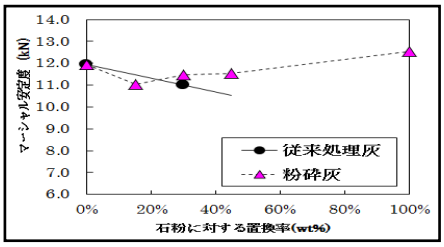
粉砕条件	1min 粉砕	5min 粉砕	30min 粉砕	基準値
鉛	<0.002	<0.002	<0.002	0.01
ヒ　素	<0.002	<0.002	<0.002	0.01
水　銀	<0.0002	<0.0002	<0.0002	0.0005
セレン	<0.002	0.002	<0.002	0.01
フッ素	<0.20	<0.20	<0.20	0.8
ホウ素	0.20	0.20	0.19	1.0
土壌の汚染に係る環境基準値（環境告示第46号）【単位：mg/l】				

５．５　共同研究結果（粉砕灰を用いたアスファルト混合物の配合試験結果及び安定度試験結果）

粉砕灰を用いてアスファルト混合物の配合試験及び安定度試験等を実施した結果、配合試験においては、アスファルト量の増加が見られず、粉砕灰の配合量によっては標準配合（石粉のみの配合）よりも最適アスファルト量が低くなる結果が得られました。また、安定度試験においては、粉砕灰の配合量が増加しても安定度に大きな低下は見られませんでした。



図－３　配合試験結果



図－４　安定度試験結果

６　最後に

今後は、下水汚泥焼却灰の品質面の課題解決に向けた新たな取り組みにおける実機試験及び実用化の検討と、下水処理場から発生する下水汚泥焼却灰全量の有効利用に努力してまいりたいと思います。

最後になりますが、御協力頂きました金沢市企業局・環境局、岩手県並びに関係各位の皆様方には改めて敬意を表する次第でございます。

第1会場

第Ⅱグループ

プローブデータを活用した冬期交通確保の検討について

北陸技術事務所　雪害対策官　久保　光晶

1　はじめに

各道路管理者においては、地域の社会経済活動や安全・安心な暮らしを支えるべく、除雪体制の強化や除雪機械の高度化などにより、冬期においても円滑な道路交通の確保に努めているところである。

しかし、道路利用者の雪への備えの不備（タイヤチェーン未装着等）が要因となり、登坂不能車等の立ち往生車両が後を絶たず、それに伴う渋滞・通行止めなどが通行に支障を与えている。

現在の冬期道路管理は、気象情報、テレメータ（積雪計、気温計など）や道路パトロールをもとに冬期道路管理や雪害への対応が行われており、人手による監視のため異常事象の発見に時間を要し、異常事象に対する通行止めの措置などの対応が遅れるといったことが考えられる。一方、直轄国道に整備されたETC2.0プローブ情報を収集可能な路側機が運用されたことで、今後は、交通状況のリアルタイム収集や、道路交通状況の実態把握の迅速化・高度化・効率化が進んで行くことが予想される。

本論文では、冬期道路管理における課題に対し、プローブデータを活用した冬期道路管理におけるデータ分析の取り組みについて報告する。

2　道路プローブデータの概要

ETC2.0プローブ情報は、自動車に搭載される「ETC2.0 サービス対応車載器」と、路側に設置される「ETC2.0 プローブ情報収集可能路側機」との間で行われる通信により得られる、自動車の走行履歴データと挙動履歴データ（緯度経度・車両ID・時刻等）を基に作成されているデータのことである（図－１）。



図－１　ETC2.0 サービスの路車間通信の概要

データはリアルタイムで取得されているため、より迅速な事象の発見などへの活用も期待される。一般道路におけるETC2.0プローブ情報収集可能路側機の運用は平成27年度からで、機器の整備状況やETC2.0サービス対応車載器の普及状況から、特定の期間や路線に絞り込むと取得できるデータ数が少ない場合がある。

3　プローブデータによる分析

3．1　ケース分析の実施

冬期道路管理において、交通障害の発生した事象や交通特性より、４つのケースで検討を行った。

3．2　分析内容と結果

3．2．1　冬期走行速度低下箇所への対応に向けた現状分析

①モデルエリア・路線は、新潟県上越市柿崎区～大潟区（国道8号）とした。降雪時に登坂不能車が多発。その一方で、他の迂回路がなく、国道8号において著しい渋滞が発生する箇所。

②分析内容

a)・民間プローブ走行時間データ、テレメータデータ、登坂不能車発生履歴、高速道路通行止め発生履歴を用いて、降積雪状況の違い、登坂不能車発生時、高速道路通行止め発生時による直轄国道の平均速度の変化について分析する。

・時間帯別降雪量と時間帯別平均速度の関係について、冬期交通障害発生時と非発生時別で分布図を作成する。ETC2.0プローブ走行履歴点群データより、冬期交通障害発生時の速度低下ポイントを把握する。

b)分析期間　平成25年12月～平成26年3月、平成26年12月～平成27年3月

③分析結果

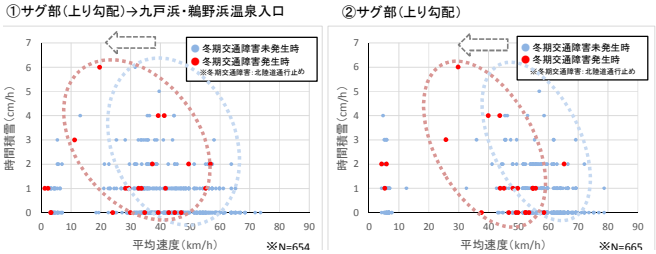
・登坂不能車発生頻度の高い九戸浜付近では、起点側上り勾配区間を含め速度低下が見られる（図－２）。時間積雪深と平均速度の関係では、北陸道通行止め時の速度分布が全体的にやや低下の傾向を示した（図－３）。但し、今回の分析期間には、登坂不能車発生時のデータがなかったことから、今後、登坂不能車発生日データを加えたさらなる分析が必要である。



図－２　走行履歴地点速度状況

④今後の展開

　登坂不能車発生の恐れがある条件（降雪量と速度等）から発生危険度の予測に反映する。また、登坂不能車多発箇所での著しい速度低下や回避行動の有無から、事象発生を検知することに使用する。



図－３　降雪量と平均速度の関係

３．２．２　年末年始のトリップ特性分析

①モデルエリア・路線を新潟・群馬県境断面（関越道・国道17号）とした。高速道路と直轄国道が並走しており、大雪による長期間の通行止め発生事例がある箇所。

②分析内容

a)ETC2.0プローブ走行履歴情報を用いて、平常時（無雪期、冬期）と年末年始の県境断面通過交通の特性の違いを、以下の視点から比較分析する。

・到着地点（終点位置）とその範囲の把握・県外トリップの出発エリアの割合・主要沿道施設に立ち寄った県外トリップ数・県外トリップが立ち寄った主要沿道施設（サービスエリア、スキー場等）

b)分析期間　平成27年10月（平日）、平成27年12月～28年1月

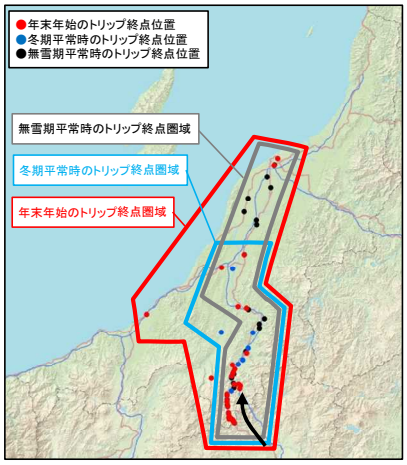
③分析結果

・国道17号を利用したトリップのうち、関東方面から新潟県内に移動したトリップの到着地点の圏域を比較すると、年末年始の圏域が最も広いことが確認できた（図－４）。

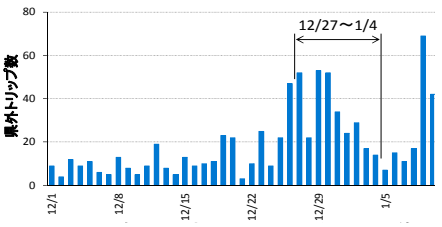
・年末年始(12/27～1/4)は、国道17号及び関越道を利用して新潟県内に移動するトリップ数が増加（図－５）。特に埼玉・東京方面からのトリップ数の割合が大きく増加している（図－６）。

・年末年始に高速道路・国道17号を利用し、新潟県内に入る車両が立ち寄っている施設は、高速道路のサービスエリアやパーキングエリア、国道17号沿線のコンビニエンスストアが多いことが分かった。高速道路の施設では、広域の道路交通情報を提供している。国道17号においても、これら施設と連携し、

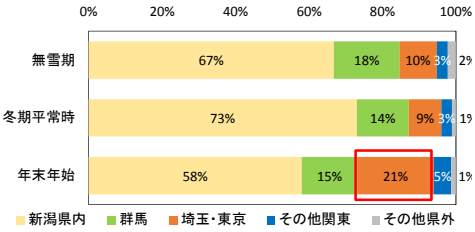
広域の道路交通状況を提供する仕組みが必要である。



図－４　県外交通の到着地点



図－５　湯沢 IC・塩沢石打 IC 周辺の主要沿道施設を利用する県外トリップ数



図－６　湯沢 IC・塩沢石打 IC 周辺の主要沿道施設利用者の出発エリアの割合

④今後の展開

年末年始の冬期道路交通情報提供方策への反映として、トリップ特性を踏まえた情報提供エリア、提供位置、路線等の検討及び道路沿道施設と連携した情報提供（県外施設も含む）の分析に使用する。

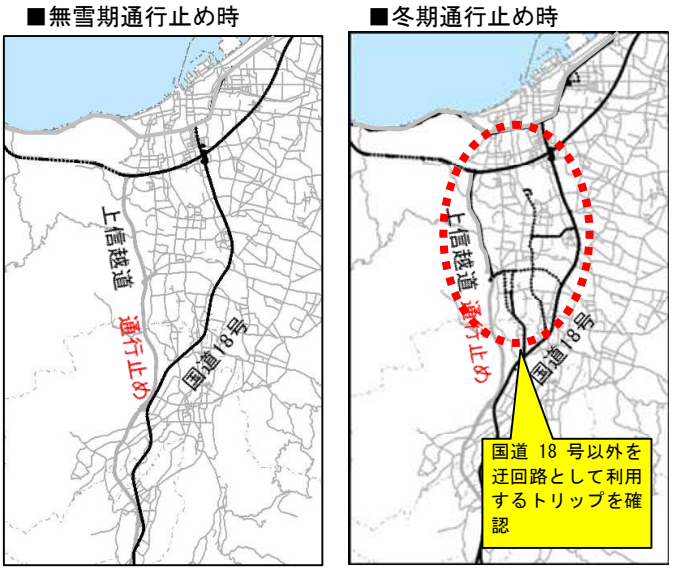
３．２．３　高速道路通行止め時への対策に向けた現状分析

①モデルエリア・路線を新潟県上越市・妙高市（国道18号）とした。高速道路と直轄国道、県管理道が並走しており、高速道路通行止め時の並行路線速度低下や登坂不能車発生事例がある。

②分析内容

a)民間プローブ走行時間データ、ETC2.0プローブ情報、高速道路通行止め発生履歴を用いて、高速道路通行止め発生時（無雪期、冬期）における市街地部の平均速度と迂回交通の利用経路を把握する。

b)分析期間　平成26年10月～平成27年2月



図－７　迂回利用経路図

③分析結果

・上信越道通行止め時に、無雪期で利用された迂回路は国道18号のみ。一方、冬期は国道18号の速度低下もあり、国道18号以外を迂回路として利用するトリップが見られる（図－７）。

・速度分析から、無積雪通行止め時と比較すると冬期通行止め時は、速度低下の範囲が広く周辺エリアへの影響が大きいことが確認できた。

④今後の展開

高速道路通行止め時の迂回利用を考慮した除雪優先路線設定の検討に反映する。

３．２．４　広域的な降雪に向けた現状分析

①モデルエリア・路線は、国道49号（新潟県阿賀町津川～福島県西会津町）とする。平成25年1月26日に福島県側での大雪による立ち往生が発生し、新潟国道側から応援除雪を実施している。（図－８）

②分析内容

a)民間プローブ走行時間データ、気象庁データを用いて、応援除雪実施時の時間降雪量と速度変化を整理する。

b)分析期間　平常時が平成25年2月、応援除雪時が平成25年1月26日のデータを使用。

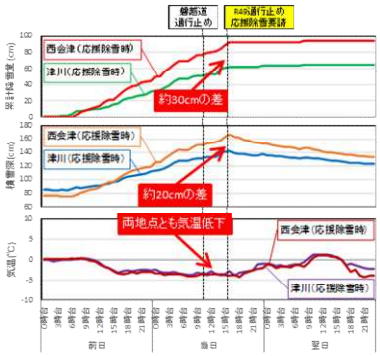
③分析結果

・気象条件整理の結果、前日からの気象状況は平常時と異なる他、当日の降雪量・積雪深は津川側と西会津側で比較した場合、西会津側で多い（図－９）。そのため、走行速度は、西会津側で大きく低下している（図－１０）。隣接工区であっても、降雪状況やそれに伴う速度低下状況に違いがあることを確認した。

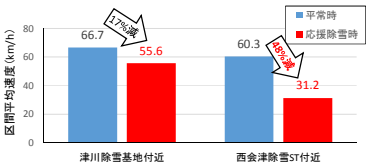
④今後の展開



図－８　モデル路線位置図



図－９　累計降雪量等気象状況（気象庁）



図－１０　平均速度（民間プローブ）

点郡データを活用した冬期速度低下箇所の抽出と対策検討、隣接工区も含めたリアルタイム監視の検討など、ETC2.0プローブを活用した冬期道路管理方策の検討に反映する。

4.　おわりに

今回の検討は、いずれもトリップの特徴等が見られ、今後の活用に向けた課題等について有効な分析であった。現在、ETC2.0 プローブデータの活用方法は、「過去の実態を分析」する他、要対策箇所の抽出など「今後に活用」する方法となっている。一方ETC2.0プローブデータは、リアルタイムで取得されていることから、今後、取得したデータを瞬時に処理するシステムなどが構築されれば、リアルタイムでの「実態把握」や「変化の把握」なども実施できる可能性がある。

また、ETC2.0プローブデータをはじめとする各種データのリアルタイム化を見据え、冬期道路管理においては、「現場確認」や「事象の発生を予測」し「判断を支援」できる活用策の検討に繋げて行いたいと考えている。

本検討で、プローブデータを活用し、過去に発生した異常事象を時間的・空間的な視点から分析した。今後は、交通障害発生時の事象を多方面から検証し、さらにデータを蓄積することにより、個別箇所での異常事象における指標の作成が可能になると考える。また、道路利用者の挙動や気象観測情報、交通量などのデータが速やかに入手可能となれば、道路障害発生の予測及び対応の判断における有効活用が期待できる。

直轄国道に設置したETC2.0プローブ情報収集可能路側機の運用が平成27年4月からとなっているため、今後は、データ量の増加が見込まれる最新データを用いて、ケース分析の更新や、発生事象の発現状況等の確認などの新たな分析を行い、より実現性のある活用方法を検討する必要がある。

また、全国の分析事例や活用事例を収集し、新たな活用方法の検討を行うと共に、現場ニーズを把握し、分析およびその結果を踏まえた改善を継続的に行い、各道路管理者と連携を図りながら冬期の円滑な交通確保に努めて参りたい。

高機能砕石マスチック舗装による凍結防止剤の効果持続性改善に関する検討

石川県珠洲土木事務所　維持管理課技師　　武澤　宗太朗
加州建設株式会社　輪島営業所所長　　嶋本　晃司
株式会社 NIPPO　北信越支店試験所　　○越野　裕之

1　はじめに

石川県では、冬季に凍結防止剤の散布や除雪などを実施して、良好な交通環境の確保を行っている。特に、橋梁部や曲線半径の小さい箇所およびトンネルの出入り口などには、表面処理（グルービング）を施すなどの対策を行っている。グルービングは、降雨時などの路面排水を促す効果は明確で、それに伴うすべり抵抗の向上が知られており、冬期にはブラックアイス状態での効果が明らかとなっている[1)]。なお、凍結抑制舗装については、寒冷地域等での施工実績はあるが、効果が十分に認知されて普及が進んでいる段階には至っていないのが現状と思われる。

高機能砕石マスチック舗装は、耐久性に優れると共に、路面に排水性舗装と同様のきめ深さ（凹凸）を有するのが特徴であり、凍結防止剤散布後の流出遅延、すなわち効果の持続性向上が期待できる。

本論文では、一般的な密粒度アスファルト舗装と高機能砕石マスチック舗装を用いて、主に舗装のきめ深さが及ぼす路面凍結の抑制への効果と、舗装品質を確認することを目的に、室内試験と試験施工を実施した検討結果を報告するものである。

2　高機能砕石マスチック舗装

高機能砕石マスチック舗装（以下、高機能 SMA）は、砕石マスチック舗装の耐久性と、排水性アスファルト舗装の排水機能を併せ持つ舗装であり、表層用として用いられる。

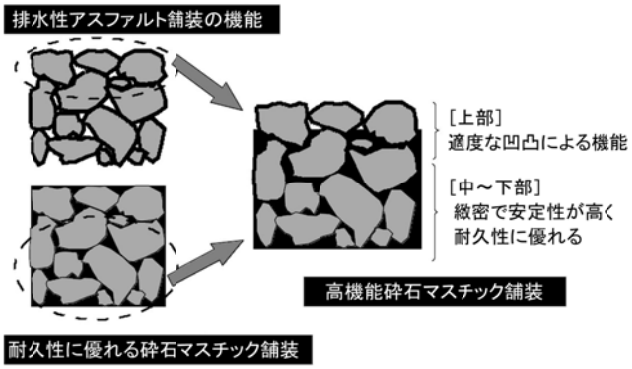


図-1　高機能砕石マスチック舗装の概念図

舗装断面の概念図は**図-1** に示すとおりである。高機能 SMA の上部は、空隙の多い多孔質層で、きめ深さが大きい。中～下部は、良好にかみ合わさった粗骨材の間隙にサンドマスチックを充填した密な層となっている。表層１層の中に異質な層を併せ持つことを特徴とする舗装で、１層施工により構築する。

3　室内試験

ここでは、きめ深さと、路面凍結の抑制に及ぼす効果との関係について明らかにすることを目的に、所定の粒度範囲の中で粒度分布を変更した高機能 SMA と、一般的な密粒度アスファルト舗装 20F（以下、密粒度 20F）について、供試体を作成して室内試験を実施し、比較検討を行った。

なお、高機能 SMA は、2.36mm 通過質量百分率を粒度範囲の中央とした中央粒度と、＋5%にした上方粒度（細かめ）、－5%にした下方粒度（粗め）の計３種類とした。

３．１　舗装路面のきめ深さ

まず初めに、各舗装の路面のきめ深さについて、一般的な砂を用いる方法（サンドパッチ）と、回転式きめ深さ測定装置を用いる方法（MPD）にて試験を行った。

結果は**図-2** に示すとおりであり、高機能 SMA は密粒度 20F に比べて路面のきめ深さが大きいことが分かる。

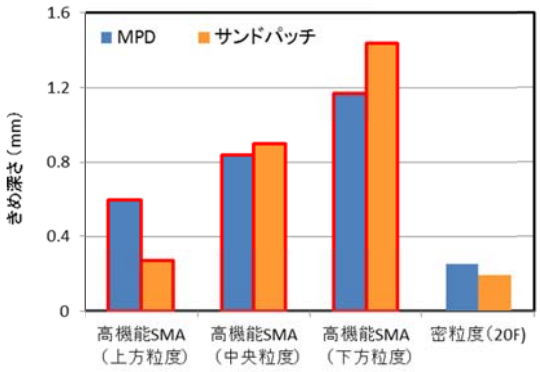


図-2　きめ深さ試験結果

３．２　路面凍結の抑制への効果

ここでは、**表-1** に示す試験を実施した。

表-1　路面凍結の抑制を把握する試験項目

試験項目	目　的	試験方法
氷着引張試験	氷板のはがれやすさ	舗装性能評価法　別冊
凍結防止剤の留まりやすさ	凍結防止剤を乾式散布した際の飛散しにくさ	乾燥した30gの凍結防止剤を振動分級機の上部から落下させて、分級機下部に置いた供試体上面に留まる質量を測定する方法
残留塩分濃度試験	湿潤した凍結防止剤の流出しにくさ	凍結防止剤を供試体に20g/m^{2}散布して一定量の散水(1mm/m^2)を行い、初期濃度を測定した後、さらに同量の散水をして残留濃度を測定する方法

図-3 に、氷着引張試験の結果を示す。氷着引張強度が小さいほど氷が張り付く強さが小さく、路面凍結の抑制や除雪の効率を高める効果が大きいことを示している。これより、高機能 SMA は、密粒度 20F に比べて氷着引張強度が小さく、一般的な舗装に比べて氷板の付着力が小さいことが分かった。なお、高機能 SMA の粒度による違いは、明確に現れなかった。

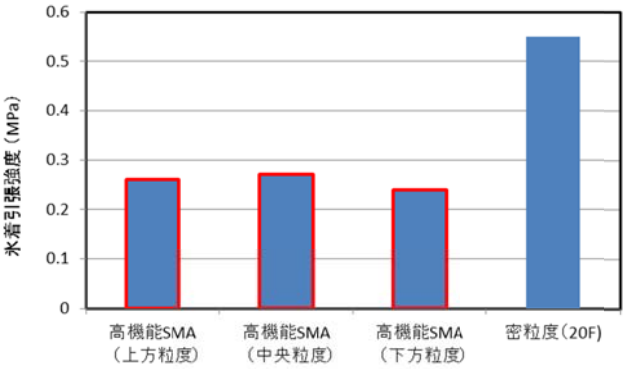


図-3　氷着引張試験結果

次に、凍結防止剤の留まりやすさと、残留塩分濃度を試験した結果について、**図-4** と**図-5** に示す。石川県では凍結防止剤は乾式散布が主流であり、凍結防止剤が損失するメカニズムとして飛散と流出があるとして分けて考え、それぞれの残留性について評価した。**図-4** より、凍結防止剤を乾式散布した場合の残留率は高機能 SMA の方が密粒度 20F よりも大きく、きめ深さが大きい下方粒度が最も留まりやすいことが分かった。また**図-5** より、湿潤した凍結防止剤の残留塩分濃度は、高機能 SMA の下方粒度が最も大きく、残留しやすいことが分かった。

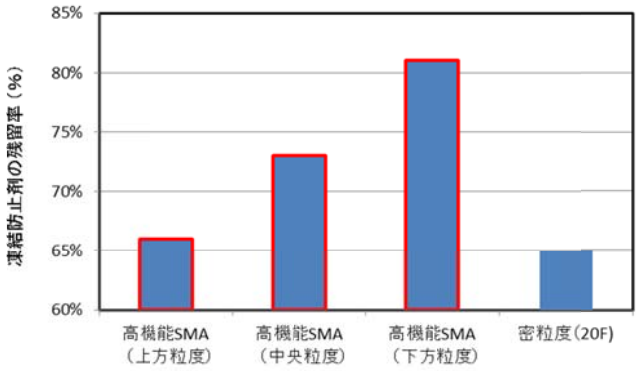


図-4　凍結防止剤を乾式散布した際の留まりやすさ

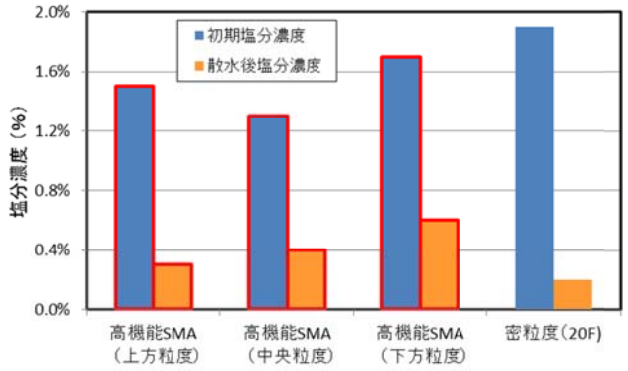


図-5　残留塩分濃度試験結果

３．３　混合物性状

混合物性状は、**表-2** に示す結果であった。マーシャル安定度はいずれも 4.9kN 以上で問題なく、ラベリング試験による摩耗量は高機能 SMA の方が小さく良好の結果だった。カンタブロ損失率に差は見られず、高機能 SMA のきめ深さによる影響は無いことを確認した。動的安定度は密粒度 20F よりも高機能 SMA の方が大きく、粗骨材の噛み合わせによる効果と考えられる。

表-2　混合物性状結果

項　目	合材種別			
	高機能SMA（上方粒度）	高機能SMA（中央粒度）	高機能SMA（下方粒度）	密粒度 20F
最適アスファルト量　（%）	5.8	5.6	5.5	5.5
マーシャル安定度　（kN）	7.3	6.0	5.4	10.8
摩耗量　（cm^2）	0.19	0.26	0.29	0.47
カンタブロ損失率　（%）	14.9	17.5	19.4	19.3
動的安定度　（回/mm）	960	1,820	1,840	260

※使用したアスファルトは、いずれもストレートアスファルト60/80

４　試験施工

４．１　試験施工の工区と測定位置

室内試験の検討結果を元に、実道において試験施工を行い、一般的な路面性状の確認のほか、路面のきめ深さ測定、凍結防止剤の散布に伴う残留塩分濃度の測定、現場採取コアによる氷着引張試験を実施した。適用した舗装は、室内試験で評価の高かった高機能 SMA 中央粒度と下方粒度、比較用として通常の密粒度 20F（再生）の計３種類とした。試験施工の工区と測定位置の概要は、**図-6** に示すとおりである。なお、高機能 SMA にはポリマー改質アスファルトⅡ型を用いた。

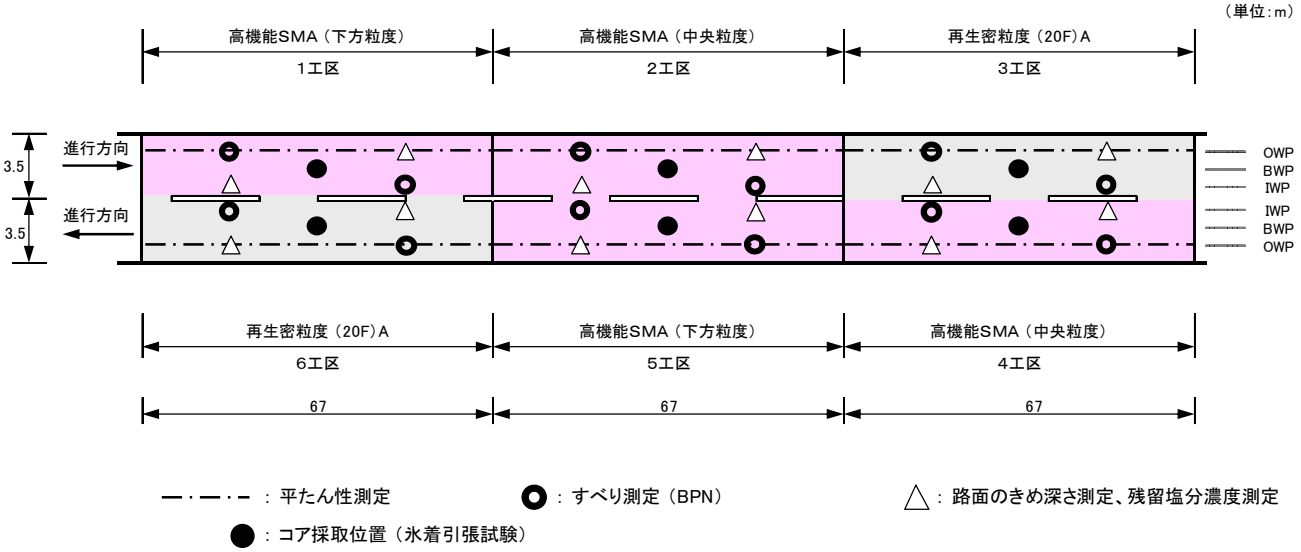


図-6　試験施工における工区と測定位置の設定

４．２　試験施工の結果

試験施工の結果について、路面性状の測定結果を**表-3**、冬期間に通常の凍結防止剤散布体制で測定した残留塩分濃度の経時変化を**図-7**、現場から採取したコアによる氷着引張試験の結果を**図-8** に示す。

表-3　試験施工による路面性状の測定結果

	高機能SMA（中央粒度）			高機能SMA（下方粒度）			再生密粒度（20F）A		
	2工区	4工区	平均	1工区	5工区	平均	3工区	6工区	平均
平たん性　（mm）	0.68	0.72	**0.70**	0.72	0.84	**0.78**	0.82	0.72	**0.77**
きめ深さ　（サンドパッチ、mm）	1.08	0.93	**1.00**	1.28	1.30	**1.29**	0.18	0.17	**0.17**
すべり抵抗　BPN（20℃補正値）	63	63	**63**	67	68	**67**	69	67	**68**

表-3 より、平たん性やすべり抵抗はいずれの工区も良好であった。

路面のきめ深さは高機能 SMA の下方粒度が最も大きく、室内試験で確認した傾向が実道でも再現された（図-2 参照）。図-7 より、塩分濃度の測定初期値が同じ高機能 SMA 中央粒度と密粒度 20F とを比較すると、きめ深さの大きい高機能 SMA の方が濃度のピークが高く、かつ保持しやすい傾向を示した。下方粒度については、測定初期値が異なったために直接 20F と比較はできないが、中央粒度と同様に残留しやすい傾向を示している。

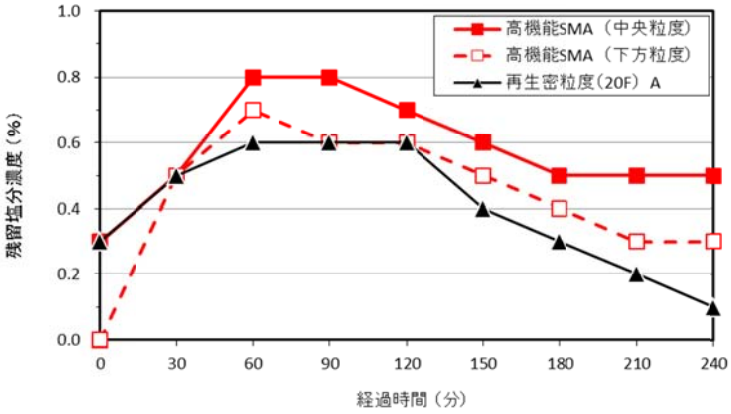


図-7　凍結防止剤散布後の残留塩分濃度変化

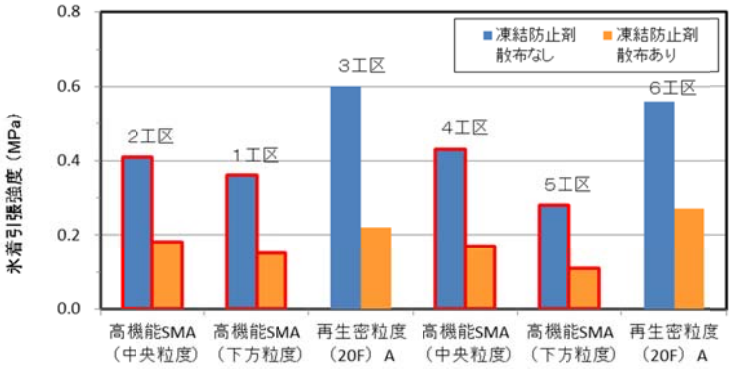


図-8　現場採取コアによる氷着引張試験結果

図-8 より、氷着引張強度は高機能 SMA の方が 20F よりも小さい傾向を２車線共に示しており（１～3 工区と 4～6 工区）、舗装性能評価法の説明を用いれば、高機能 SMA は凍結を抑制する効果、および除雪の効率を高める効果が大きいことを示している。

５　おわりに

本検討により、舗装路面のきめ深さを適度に設けることによって、凍結防止剤散布後の流出遅延に効果があることが分かった。高機能 SMA は、排水性舗装に類似した路面のきめ深さがあることから、温暖期は降雨時の路面滞水を防ぐグルービングと同様の効果が期待でき、一方の寒冷期は凍結防止剤散布時の効果持続性の向上が期待できる。

今回報告した試験施工箇所の調査結果は、施工完了から間もない時期の結果であるため、今後は、追跡調査を継続してデータの蓄積を進めて、舗装の耐久性も含めた検証を行う見込みである。

【参考文献】

１）早坂保則、岳本秀人：積雪寒冷地域におけるグルービングの効果と最適なグルービングパターンについて、北海道開発土木研究所月報 No.590、2002.7

管底設置型下水熱融雪施設

株式会社　興和　　水工部課長　藤野　丈志
〇水工部　岡本　信寛

1.　はじめに

下水施設が整備されている地域において下水熱は、冷熱源や温熱源として１年中利用できる再生可能エネルギーとして注目されている。低炭素型都市づくりを進めている新潟市でも、下水熱は有効な再生可能エネルギーとして期待されており、熱源として融雪や空調の開発・試験導入が進められている。平成 27 年度に整備された BRT（Bus Rapid Transit）の新潟市役所前バスターミナルに、バス利用者の冬季歩行経路確保を目的とし、下水熱を熱源とした管底設置型下水熱融雪施設を日本で初めて導入した。

本報告では、平成27年度の冬期運用時に観測したデータから、管底設置型下水熱融雪施設の融雪能力と下水熱利用状況、及び下水熱の融雪熱源としての有効性について報告する。

2.　管底設置型下水熱融雪施設

2.1.　融雪システム概要

管底設置型下水熱融雪施設の概略図を図-１に、設置位置図・下水管断面図を図-２に示す。

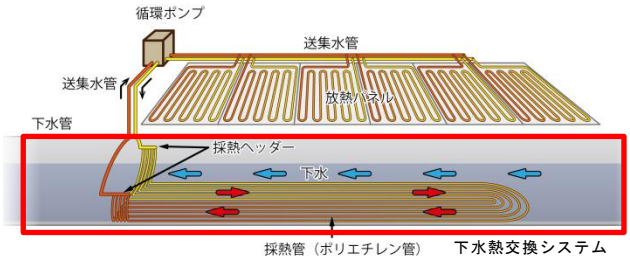


図-１　管底設置型下水熱融雪施設概略図

管底設置型下水熱融雪施設は、下水管底に設置した採熱管と舗装に埋設された放熱パネルで不凍液を循環することによって、下水熱を舗装に伝えて融雪するものである。下水管底に固定した採熱管にポンプを用いて不凍液を循環させ、下水熱を取り出す方法を「管底設置型下水熱交換システム」と呼ぶ。空調設備に利用する場合、国内では多くがヒートポンプを介して室内空調に接続される。本施設はヒートポンプを使わず、直接下水熱を利用するため、少ない電力で運用可能できるほか、機械メンテナスが比較的簡単という特長がある。

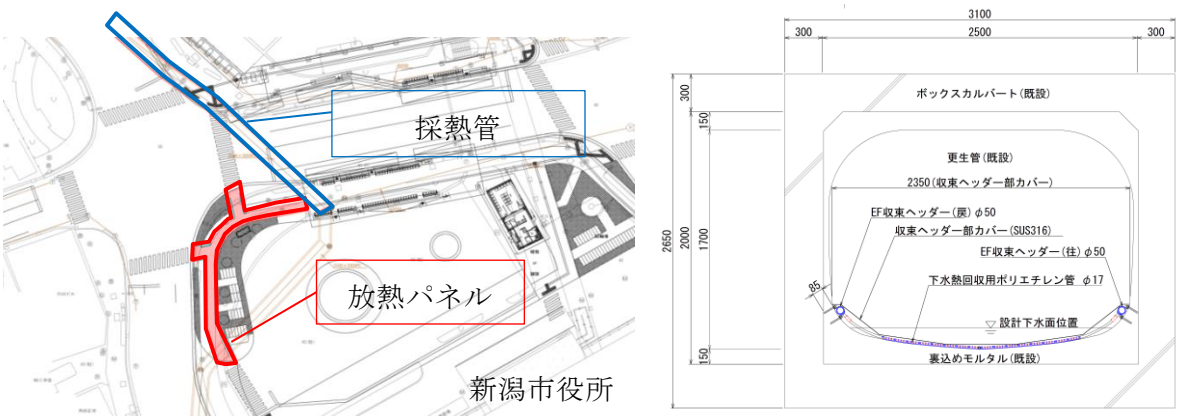


図-２　施設位置図・下水管内断面図

2.2. 融雪施設諸元

融雪施設の諸元を表- 1 に、施設写真を写真- 1 に示す。管底設置型下水熱交換システムは、更生済みの矩形下水本管に設置した。採熱管は採熱長 50.4 m、採熱面積 83 m^2 で、写真に示す通り Φ17 mm のポリエチレン管を 101 m(50.4 m の折り返し)で 30 ラインを並列設置した構造である。放熱パネルは、写真に示す SUS15A の放熱管をコンクリートで埋設し、自然石で舗装したものである。融雪対象は歩道で、融雪面積は 108 m^2、設計放熱量は 123 W/m^2 である。設計放熱量は、新潟市における冬季の気象条件を元に 1.5 cm/h の降雪時に対応できるよう決定した。

表- 1　融雪施設諸元

下水管	形状	矩形型
	状態	更生済み
	サイズ	W2500 mm×H1700 mm
下水熱交換システム	採熱管	ポリエチレン管Φ17 mm
	採熱長	50.4 m
	面積	83 m^2
	設計下水温	8.5 ℃
	熱交換量	13.3 kW
	ポンプ	3.7 kW
放熱パネル	管種	SUS15A
	面積	108 m^2
	舗装	自然石+コンクリート
	放熱量	123 W/m^2

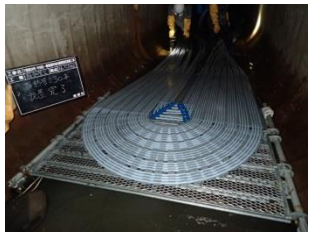



写真- 1　施設写真(左：放熱パネル・右：採熱管)

2.3. 運転制御システム

図- 3 に運転フロー図を示す。融雪施設の運転制御は、気温と路面温度の 2 つを判定値として、予熱運転と連続運転の 2 種類で行っている。気温または路面温度が 4℃を下回ると予熱運転を始め、2℃を下回ると連続運転となる。連続運転は気温が 5℃以上かつ路面温度が 7℃以上になると運転が停止する。予熱運転は 15 分間のポンプ運転と 15 分間の停止を繰り返し、雪が降る前にあらかじめ舗装を暖める。連続運転は降雪や積雪がある間連続して運転する。

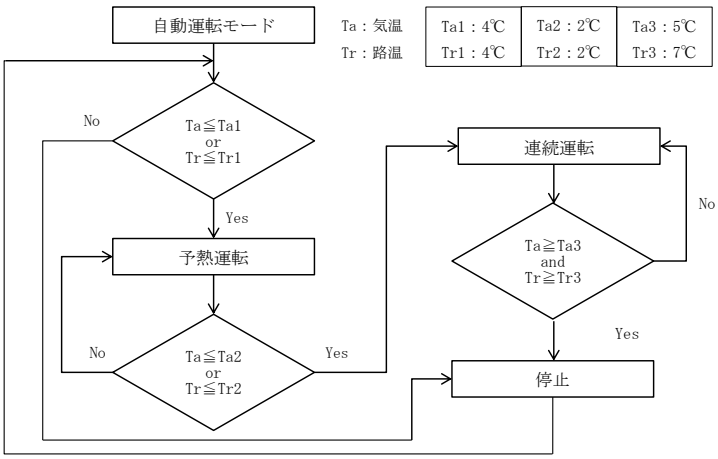


図- 3 運転フロー図

3.　検証方法

観測項目を表- 2 に示す。測定は平成 27 年 12 月 1～平成 28 年 2 月 29 日の 3 ヵ月間行った。一覧表に示す項目を施設にあらかじめ設置してあるセンサを用いて記録した。また、アメダス新潟よりデータを収集し、降水・降雪・積雪時間を整理した。循環水の往き還り温度差と循環流量から、融雪施設の熱交換量(下水熱利用量)を求め、運転条件を降雪時、気温・路温度低下時、降水時に分けて下水熱利用状況を検証した。

表- 2　観測項目

観測期間	12月1日～2月29日(2,184時間)			
観測項目	単位	測定間隔	測点数	測定手法
循環水温	℃	1分	2(往き・還り)	Pt100
循環流量	L/min	1分	1	流量計
路面温度	℃	1分	1	路面温度センサ
気温	℃	1分	1	Pt100
下水温度	℃	1分	2(上流・下流)	Pt100
運転状態	-	1分	2 (予熱・連続)	信号出力
融雪状況	-	降雪時	写真・サーモグラフ	

4.　下水熱利用効果検証

4.1.　融雪状況

1 月 12 日の 2.0 cm/h の降雪時の現地融雪状況を写真- 2 に示す。歩道に積雪が発生しても、放熱パネル上は雪が融けており、歩行経路が確保できていることが確認できた。

施設の路面温度が 0.1℃を下回る時間を推定積雪時間とし、アメダス新潟による降雪・積雪時間と比較を行った。観測期間中にアメダス新潟で観測された降雪時間は 74 時間、積雪時間は 554 時間であった。一方、本施設の推定積雪時間は 32.1 時間であった。これは、アメダスの積雪時間の約 6%に相当する。融雪施設の稼働で歩道部の積雪時間を約 94%減少させたことが分かった。



写真- 2　融雪状況

4.2.　下水熱利用量

4.2.1. 降雪時の熱交換量

降雪が確認された時の施設運転を降雪時と条件付けした。

降雪時の施設運転時間は 73.8 時間の運転が確認された。この条件下の熱交換量は、期間中を平均して 10.3 kW であり、合計すると 759.9 kWh となった。

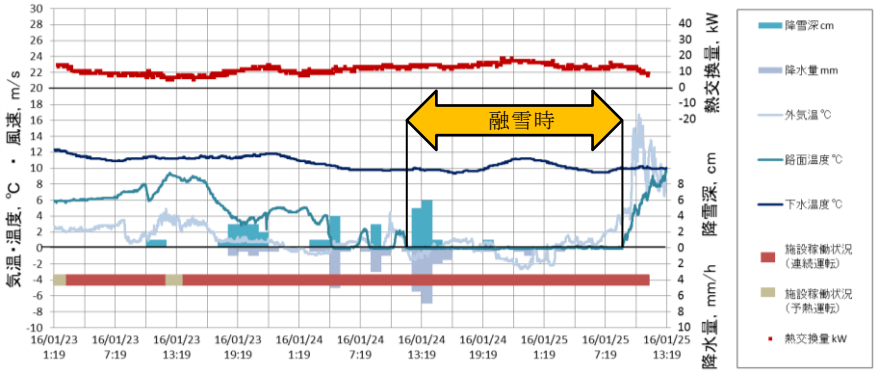


図- 4　降雪時熱交換量

路面に積雪があり融雪している状態では、平均して 14.0 kW (129.6 W/m^2)、最大で 18.5　kW(171.2 W/m^2)と設計熱放熱量を満たす熱交換量が得られた。降雪時は雪の影響で路面温度と下水温度の差が大きくなり、熱交換量も大きくなる特徴がある。

4.2.2. 気温・路温低下時の熱交換量

雨・降雪が無い状態での施設運転を気温・路温低下時と条件付けした。

気温・路温低下時の施設運転時間は、他の条件よりも長く 855.6 時間の運転が確認された。全体の施設運転時間の 76%に相当した。この条件下の熱交換量は、期間中を平均して 8.8 kW であり、合計で 7,571.1 kWh であった。雨や雪による舗装冷却が弱く、路面と下水間で大きな温度差が出ないことから熱交換量は小さくなる特徴がある。

4.2.3. 降水時の熱交換量

降水が確認された時の施設運転を、降水時と条件付けした。

降水時の施設運転時間は 191.1 時間の運転が確認された。この条件下の熱交換量は期間中を平均して 6.6 kW であり、合計すると 1,260.9 kWh となった。

本融雪施設の採熱部は雨水合流管内にあるため、雨やみぞれが降ると冷たい水が下水へ流入する。そのため、路面と下水の温度差が小さくなり熱交換量も小さくなる特徴がある。また、特に強いみぞれが降った時に下水温度が著しく低下し、路面温度より低下することがあった。この時、舗装を下水熱で冷却してしまうことがあった。

5. 下水熱の有効性

観測期間全体 2,184 時間の内、1,120.6 時間の施設運転が確認された。この期間の下水熱利用量は、9,592 kWh であった。灯油に換算すると 940 L 分の熱エネルギーに相当する。また、施設運転に掛かった電気量は 2,021 kWh となった。COP(成績係数)を算出すると、4.7 となった。

運転条件別の下水熱利用状況を見た結果、気温が低く融雪が必要な気象条件の時は、雨水や融雪水の流入が無く下水温は高いままであるため、合流管でも下水熱を融雪に使えることが確認できた。また、雨水等の流入が生じ下水温度が低下する気象条件では、大きな融雪能力を必要としない。そのため、強い降雪と下水温度の低下の条件が重ならない限り、融雪必要熱量と低下する熱交換量は均衡がとれるため、低温化した下水を融雪施設の熱源に利用することも有効である。

6. 問題点・改善点

融雪施設の運転時間を見ると、気温・路面温度低下時の運転が全体の 8 割近くを占めていた。積雪や路面が濡れている場合、施設運転をすることで融雪・凍結防止効果が見込めるが、現状の制御方法では、路面が乾いていても長時間運転することがあった。また、合流管において、流入水により下水温度が低下すると、融雪能力の低下を招くほか、下水温度が路面温度を下回ると、舗装を冷却する無駄な運転することが分かった。

これらの問題点は、水分センサによる路面乾燥時の運転制御と下水温センサによる下水温度制御を行うことで改善できると考えている。

7. おわりに

管底設置型下水熱融雪システムの運転状況・能力調査をした結果、新潟市においては、下水熱のみで施設上の積雪時間を 9 割近く削減することができ、十分な融雪効果を得られることが分かった。

今回の研究において、下水本管に採熱管を設置することで十分に熱源として利用可能であることが実証された。その一方で、施設の過剰運転や流入水の影響による熱交換量の低下等の課題も見えてきた。今回の研究で判明した課題を改善し、下水熱利用設備を普及させていきたい。

8. 謝辞

本報告における調査は、新潟市下水道部下水道管理センター様が管理する施設にて実施させていただきました。ここに深く感謝の意を申し上げます。

土系舗装施工における凍結防止対策

大林道路株式会社　技術研究所　○小嶋　匠
掛札　さくら

1　はじめに

土系舗装は，天然の土を主材料とする混合物を表層に用いた舗装で，自然に近い風合いがあり、景観性が重視される場所に適用される。

本舗装を採用した高尾山は､都心に近く１年中多くの観光客が訪れるが､冬季には気温が氷点下になり、積雪もある山である。施工時期が冬季で、混合物が硬化するまでの間に舗装内の水分が凍結することが懸念された。本文は、事前に検討した凍結防止対策の検討結果や施工結果を報告するものである。

2　混合物の概要

今回の現場で使用した混合物は、真砂土に玉砂利や砕石などを混入し、 固化材を添加した土系舗装である。砂利を混入することにより、一軸圧縮強さ（材令 7 日）が 3MPa と大きく、歩行者系道路の土系舗装の中でも、比較的強度が必要とされる箇所に適用している。

3　工事の概要

工事の概要を以下に示す。

①　工事件名：大見晴園地改修工事　　②　工 期：平成 26 年 12 月 1 日～平成 27 年 3 月 13 日
③　元発注者：東京都環境局多摩環境事務所　　④　工事箇所：東京都八王子市高尾町
⑤　工事内容：1,549m²　t=5cm（歩道）、t=7cm（車道）

4　混合物の配合

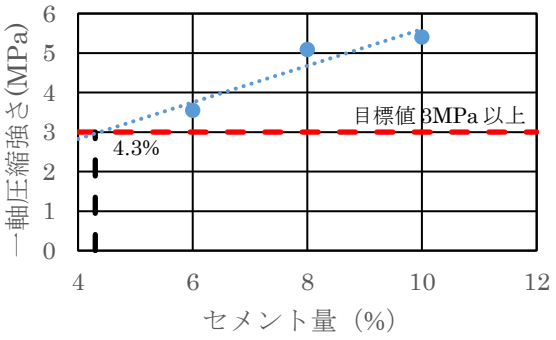
4．1　使用材料

使用材料としては、真砂土、玉砂利、高炉 B 種のセメントを用いた。

4．2　配合試験

混合物の配合は、真砂土を 60%、玉砂利を 40%とした。なお、玉砂利は粒径が 4～8mm と 2～4mm のものを事前に混合したものを使用した。固化材は、高炉 B 種のセメントを用い、目標とする一軸圧縮強さ（7 日養生：6 日空中、1 日水中）は 3MPa とし、固化材の添加量を決定した。

セメント量 6%、8%、10%で突固め試験を行い、最適含水比を決定し、その後、それぞれについて一軸圧縮強さを求めた（図－１）。この結果から、セメントの添加量は 4.3%とした。



図－１　一軸圧縮試験結果

4．3　決定配合

決定した現場配合を表－１に示す。セメント量は割増率を 40%とし、 4.3×1.4=6.0%とした。

表－１　現場配合

配合割合（質量比）	真砂土	60%
	玉砂利	40%
	セメント(外割)	6%
最適含水比 ω_{opt}	9.0%	
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	2.093 g/cm^3	

5　施工

5．1　施工手順

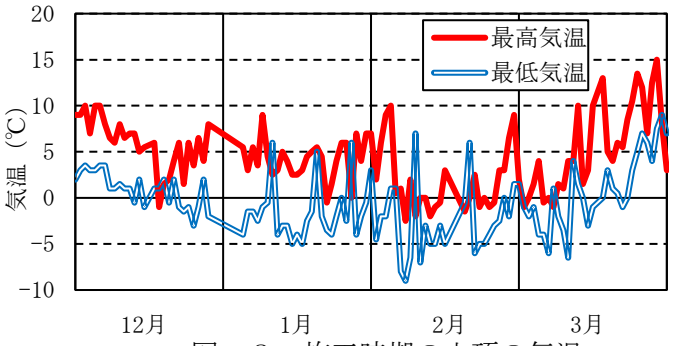
施工手順は図－２に示すとおりとした。



図－２　施工手順

5．2　事前の検討事項

事前に施工検討会を行った。決定事項を以下に示す。



図－３　施工時期の山頂の気温

① 路面凍結を考慮し、荷揚げ用の 2t ダンプは、スタッドレスタイヤをはいた 4 輪駆動車とする。

② 支持力不足によるひび割れの発生を防止するため、路盤の施工完了後、プルーフローリングを実施し、支持力不足箇所は、事前にセメント改良することとする。

③ 試験施工を実施し、各作業段階での問題点を抽出し、その解決策を決定後、本施工に臨む。

④ 日々の施工ジョイントは目地構造とする。

⑤ 標高が 599m で施工時期が１月～3 月であり、図－３に示すように最低気温が 0℃を下まわる可能性が大きいため、凍結防止策として、施工後の路面をポリフィルムで養生し、その上から養生マットをかけ、さらに電線を養生マット上にはわし、その上にブルーシートをかけ、加熱養生する（電線による加熱養生１ 日、マット養生３ 日）。

5．3　施工状況

5．3．1　混合物の製造

製造の手順および注意点を以下に示す。

① 気温が低い時は、水と骨材を加温した（写真－１、写真－２）。

② 一日の施工時間が短く、施工目地が多くなる。収縮目地を減らすため、収縮低減剤を使用した。

③ 混合作業の前に、使用材料の含水比を測定し、最適含水比となるよう加水量を決定した。

④ ミキサーの １ バッチ分の骨材、セメント、水の計量方法は、水はバケツ、骨材はバックホウのバケットにマーキングし計量した。

⑤ ミキサーへの投入順は、水の大部分→粗骨材（鹿島砂利）の半分→細骨材（真砂土）の半分→セメント全量→細骨材（真砂土）の残り半分→粗骨材（鹿島砂利）の残り半分→水の残り とし、混合・撹拌した。混合・撹拌状況を写真－３に示す。

⑥　ミキサーから吐き出された混合物は、タイヤショベルで受けて運搬した。



写真－１　水の加熱



写真－２　骨材の加熱



写真－３　混合状況

５．３．２　敷きならし

敷きならしは、人力（レーキ）とした。土塊は取り除き、表面が粗い場合、ふるいにて目潰しを行った。



写真－４　初転圧

５．３．３　締固め

初転圧は小型振動ローラで行い、二次転圧はコンバインドローラにて実施した。締固め状況を写真－４、写真－５に示す。



写真－５　二次転圧

５．３．４　養生

前述のように、気温がマイナスになることが予測されたため、事前に室内にて養生方法を検討した。ポリフィルム+ブルーシート、ポリフィルム+養生マット（スポンジ）、ポリフィルム+養生マット（毛布状）、ポリフィルム+養生マット（毛布状 2 枚重ね）で養生を行い、舗装表面および内部の温度を測定した（写真－６）。この結果より、養生方法として、ポリフィルム＋養生マット（スポンジ）を選択した。

なお、 現場では路面をポリフィルムで養生し、その上から養生マットをかけ、電線を養生マット上にはわし、その上にブルーシートをかけ加熱養生した（写真－７、写真－８）。



写真－６　室内試験



写真－７　電熱線による加熱養生



写真－８　養生マットによる保温

平成 27 年 1 月 23 日施工時に、 外温度、養生シート内の温度、および土の温度を測定した。その結果、外気温が-3.5℃の時でも、養生シート内の温度は 3.2℃、土の温度は 3.7～4.1℃であり、養生の効果があることを確認できた。

５．３．５　仕上がり

仕上がり状況を写真－９に示す。仕上がり状況は良好であった。また、現場作製供試体で一軸圧縮試験を行った所、目標一軸圧縮強さ（材令 7 日）の 3MPa 以上を満足していた。



写真－９　仕上がり状況

６　まとめ

冬期の施工であったため、山頂は雪になることがあった。一度雪が降ってしまうとなかなか解けず、路床も凍結してしまうため、 それらの撤去に手間がかかった（写真－１０）。また、 平日でもかなりの観光客があり、予想以上に作業効率が低下した。



写真－１０　降雪

施工については、事前に凍結防止方法および材料の搬入や施工手順の検討を行うともに、本施工前に試験施工を実施した結果、無事終了することができた。写真－１１は施工２ヶ月後の状況である。

また、現在、施工後１年半程度経過しているが、大きな破損等はなく良好な状態である。

最後に、今回の施工に際し、東京都環境局多摩環境事務所、東新緑地株式会社の関係各位には、いろいろご配慮いただき、ここに深く感謝の意を表します。



写真－１１　施工２ヶ月後

第1会場

第Ⅲグループ

フル・ファンクション・ペーブの施工実績について

（株）ガイアートＴ・Ｋ　技術研究所　○藤本大生
同　齊藤一之

１　はじめに

フル・ファンクション・ペーブ（以下、FFP）とは、平成 23 年 9 月に弊社が開発した多機能型排水性舗装（縦溝粗面型ハイブリッド舗装）[1)2)]のことである。平成 25 年に NETIS 登録され、平成 27 年 4 月に事後評価済み技術（KT-130010VR）として評価された。FFP は、長野県北佐久郡軽井沢町の白糸ハイランドウェイで最初の施工を行ってから、これまでに施工面積が 20 万 m^2、施工件数が 100 件以上の施工実績がある（平成 28 年 6 月現在）。また、今後予定されている施工も有り、受注件数も増加傾向にある。

本報文では、これまでの施工実績と、施工規模、地域性や発注者の要求性能についてまとめたものや、新たに評価されてきた『事故対策舗装』としての FFP について紹介するものである。

２　施工実績

平成 27 年度までの約 4 年半の施工実績は全体で 97 件に達しており、この間の受注件数の伸びの状況は図-1 に示すとおりである。これによれば、初年度は開発からの期間が 9 月からの半年間であったため、舗装の機能を実道にて検証しながら販路を拡大していく状態であった。その後、年度を追うごとに受注件数は伸びており、平成 28 年度も平成 27 年度と同程度の受注件数になると予測できる。

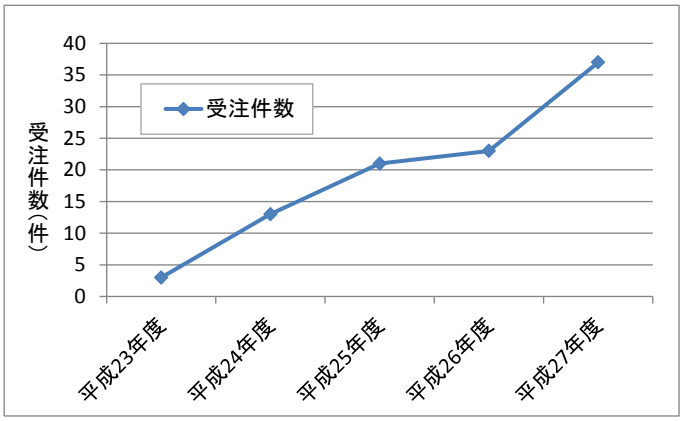


図-1　FFP の受注件数の推移

平成 27 年度は平成 26 年度と比較して、大幅に伸びている傾向があるが、この伸びの要因としては、FFP を弊社が独占的に施工するのではなく、地元舗装業者への材料提供や、専用フィニッシャを貸与し、施工していただくことで、全国で施工実績を重ねている事が影響していると思われる。

発注者の内訳を図-2 に示す。これによれば、国土交通省関連で 32 件、東日本、中日本、西日本高速道路会社（以下、NEXCO）・都市高速関連で 12 件、地方自治体・公社関連で 47 件、民間会社が 6 件となっている。受注件数の約半数が地方自治体・公社関連が占めており、『LCC 削減』

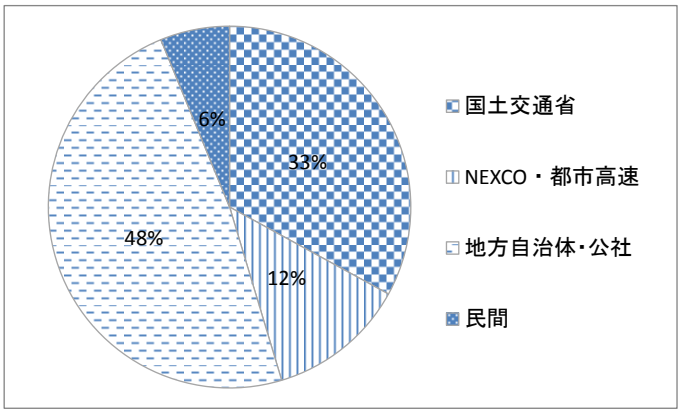


図-2　FFP の発注機関の内訳（割合）

への期待の大きさの現れであるとうかがえる。

一工事当たりの施工面積は、200～20000m² と大きく開いている実態である。また施工規模別では、2000m² 以下が約 64%、2000～10000m² で約 35%、10000m² 以上で約 1%（図-3 参照）であり、10000m² 未満の工事がほとんどを占めている。これは、FFP には施工規模による制限が無く、『必要な区間に必要な技術を必要なだけ発注』している形態が現れていると思われる。

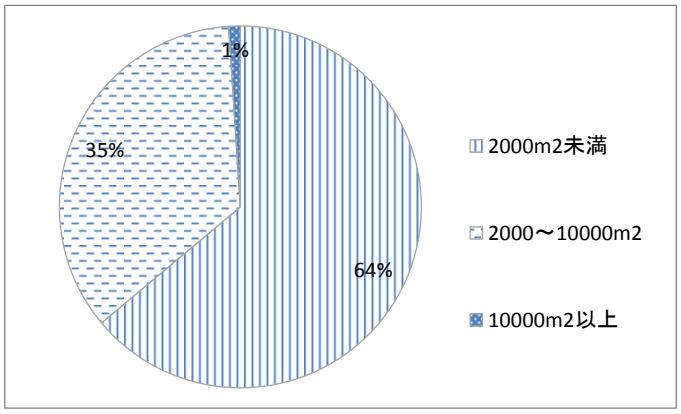


図-3　FFP の施工規模の内訳（割合）

地域性を見ると、北海道を含む積雪寒冷地域での施工が半分以上の約 57%であり、中でも北海道での施工は約 9%を占めている（図-4 参照）。反面、一般地域での施工も約 43%を占めており、雨天時のスリップ事故防止、また長寿命舗装として期待していることもうかがえる結果となった。

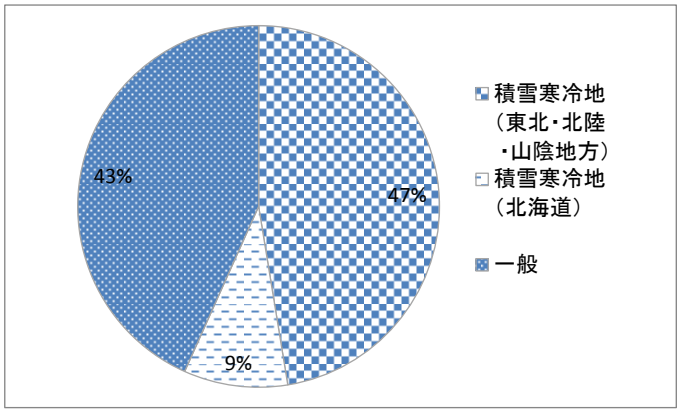


図-4　FFP の施工地域特性（割合）

3　期待される要求性能

発注者の主な要求性能を、最大 2 項目として複数回答を得た（図-5 参照）。その結果、凍結抑制機能を挙げた回答は全回答の中の 58%となっていた。また、スリップ事故抑制として 20%、舗装の耐久性（長寿命舗装）として 14%、排水機能として 5%、防水機能として 3%と言う回答を得た。補足事項として、回答については『凍結抑制機能＋α』という回答が多かった。

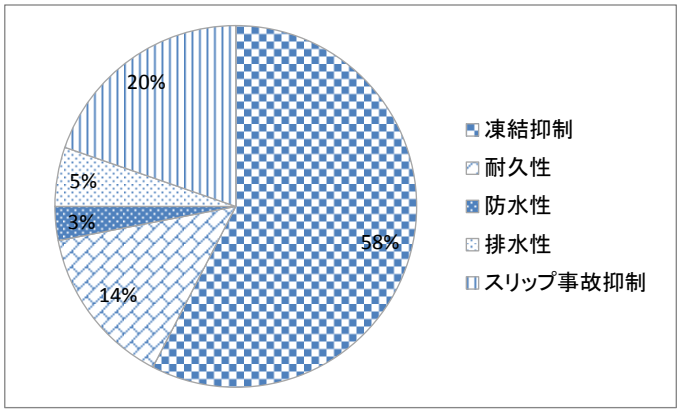


図-5　FFP の主な要求性能（割合）

これらを総合すると、多機能型排水性舗装の機能の中の、凍結抑制機能に多くの期待を寄せていることが判った。

一方、実績をより詳細に見ると、近年では『事故対策』を主な要求性能とした採用も進んでいることも判った。特に近畿地方整備局管内では、FFP 施工前の 11 カ月間で 30 件発生していた事故が、FFP 施工後の 5 カ月間で 0 件となったと報告している。また、同路線の別工区でも 1 年以上に渡って事故件数が 0 件で推移している事から、FFP には事故対策舗装として明らかな効果があると報告している[3)]。

さらに、2015 年に行われた石川県奥能登土木事務所管内において、写真-1 のように弊社が開発した「トレッドマシーン」[4)]を併用することで、従来の転圧方法と同様の施工方法で施工ができ（写真-2 参照）、舗設と同時にセンターライン部、または路肩部、またはその両方に一定間隔に凹凸をつくる『注

意喚起舗装』（写真-3 参照）との組み合わせにより、より安全性の高い道路を提供している。

FFP は、条件が整えば写真-4 のようなカラー混合物を用いた施工も行えるなど、一般的な施工にとどまらず様々な工法を組み合わせることができるため、付加価値を高めた舗装技術として認知されてきている。



写真-1　トレッドマシーン併用時の敷均し



写真-2　FFP・注意喚起舗装の転圧例



写真-3　注意喚起舗装を併設した事例



写真-4　カラー混合物を舗設した事例

4　視認性の確認

過去の報告[5)6)]では、FFP の縦溝は太陽光や車両の照明光等の乱反射抑制の役割や、雨水等の浮き水抑制の役割も果たしており、走行時の視認性が向上すると報告した。ここでは、FFP と密粒度舗装の比較として写真-5､6 を示す｡両方の写真ともセンターラインから左が FFP､右側が密粒度舗装である。

写真-5 のような晴天時の路面状況では、密粒度舗装は路面が一様に乱反射しているのに対し、FFP は縦溝が太陽光等の乱反射を軽減し、眩しさの低減作用が発揮されている。また、縦溝の陰により路面が比較的黒く見え、認識しやすくなっている。

一方、写真-6 のような雨天時の路面状況では、密粒度舗装を見ると水が浮いていることが路面の反射からも判る。それに対し、FFP は表面水が縦溝に浸透・排水されるので視認性が向上している。このことから、浮き水による水はねやスモーキング現象、ハイドロプレーニング現象の抑制にも効果が

あると言える。また、冬期の路面においては浮き水が夜間に凍結し、ブラックアイスバーン（例として写真-7）となる懸念があることから、走行安全性についても、向上を図ることができる。



写真-5　晴天時の路面状況



写真-6　雨天時の路面状況



写真-7　ブラックアイスバーンとなった路面

５　おわりに

これまでの調査では、FFP の機能として雨水による浮き水の抑制効果や、ブラックアイスバーン抑制効果などが判明していたが、新たに FFP の特性を生かしたスリップ事故抑制効果や、トレッドマシーンを併用して注意喚起舗装を行うなどの、『事故対策舗装』としても評価されてきていることが判った。また、様々な工法との組み合わせが可能であることも確認できた。事故対策舗装としての評価も広まりつつあることから、FFP による事故低減についても調査し、データを公表していく予定である。

【参考文献】

1) 齊藤：多機能型排水性舗装の開発、第 12 回北陸道路舗装会議、2012.6
2) 齊藤ら：多機能型排水性舗装（フル・ファンクション・ペーブ）の特長、平成 24 年度建設技術報告会、2012.10
3) 中谷ら：多機能型排水性舗装施工による事故件数低減等の効果について、平成 28 年度近畿地方整備局研究発表会、2016.6
4) 藤本：多機能型排水性舗装と型押し式注意喚起舗装、建設機械施工 Vol.66 No.2、2014.2
5) 藤本ら：寒冷地での FFP 追跡調査結果について、平成 25 年度建設技術報告会、2013.10
6) 濱崎ら：フル・ファンクション・ペーブ（FFP）追跡調査結果について、平成 26 年度建設技術報告会、2014.9

ﾌﾟﾚｷｬｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ版を採用したﾄﾝﾈﾙｲﾝﾊﾞｰﾄの製造・施工報告

日本サミコン株式会社　技術部設計開発課　○小黒　勝之
技術部設計開発課　青木　裕
工務部工事課　齋藤　貴之
技術本部　村田　佳久

1　はじめに

兵庫県西宮北道路の盤滝トンネルは，延長 L=1743m，内空幅 8.8m の NATM トンネルであり，南側抗口より 230m 付近の約 10m にわたり盤ぶくれが発生していた．対策工としては，インバート施工が有効で確実な対策工であったが，迂回路がないバス路線であり，12,000 台/日の交通量があるため，終日全面通行止規制を行うことが困難であった．そのため，場所打ちコンクリートのインバートではなく，夜間全面通行止め，昼間全面開放が可能なプレキャストインバート(以下プレキャスト版と呼ぶ)を採用した．

プレキャスト版は，過去にトンネル拡幅工事で採用された事例のみで，供用中の対面通行のトンネルでの施工事例は見当たらない．本稿では，このプレキャスト版の製造･施工について報告し，今後の同種工事の参考に資することとする．

2　工事概要

プレキャスト版の形状は，内空断面の制約から，横断方向に 2 分割とした．ここで 2 分割した片側の 1 部材を 1 ピースと呼ぶこととし，1 ピースを上下線交互に設置した．設置したプレキャスト版同士は，連結金具を介してボルト締めにより一体化させた後，地山とプレキャスト版の空隙部を裏込めモルタルで充填して閉合断面とした．

施工は交通規制時間の制約から 1 日 4 ピースとし，60t 吊りラフテレーンクレーンにてトンネル内に進入した運搬車から 1 ピースずつ直にとる方法で 18 ピース(延長 L=10.5m)を 5 日間で設置した．トンネル断面図を**図-1**,平面図を**図-2** に示す．

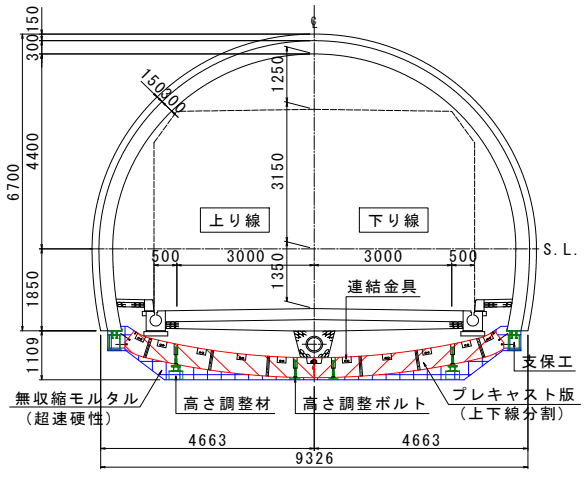


図-1 トンネル断面図

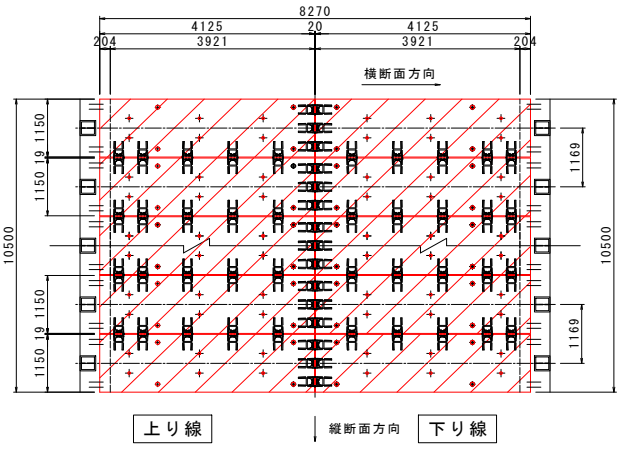


図-2 平面図

3　プレキャスト版

3.1　プレキャスト版の構造

採用したプレキャスト版を**写真-1** に示す．構造は RC 構造とし，主鉄筋 D19@200mm 前後，配力筋 D16@300mm を配置し，高さ調整用ダクト，連結金具，裏込めモルタル充填用ダクトを設置した．　1 ピースの形状は幅 1.15m，内周長 4.21m，厚さ 0.45m，質量は 5.4t である．

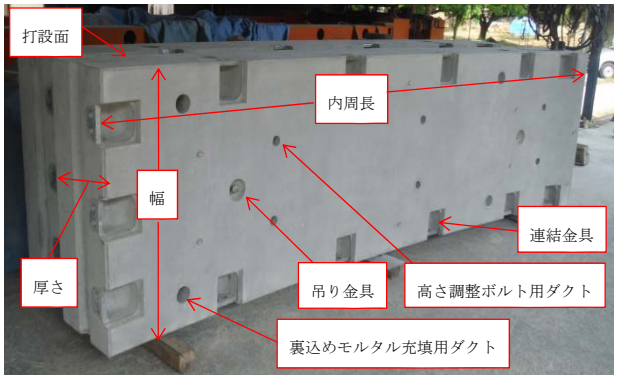


写真-1 プレキャスト版

3.2　型枠構造

同一形状のプレキャスト版を 18 ピース製作することから，鋼製型枠を製作した．型枠の構造は，脱型が容易に行えることを考慮して，側板・妻枠はボルトによる脱着方式を採用した．鋼製型枠を**写真-2** に示す．



写真-2 鋼製型枠

3.3　コンクリートの品質

設計基準強度 σck=40N/mm2 とし，スランプ 12cm，粗骨材の最大寸法を 20mm，空気量は 4.5±1.5%に設定した．またセメントは，早強セメントを用いた．

3.4　1 日の製造工程

型枠清掃後，型枠外にて組み立てた鉄筋を型枠内に配置し，付属物の設置完了後，ホッパーにてコンクリートの打設を行った．打設面はプレキャスト版の側面側(小口側)とし，打設後は前養生を施し，一晩蒸気養生を行い，翌日脱型後は上記のサイクルの繰り返しとなり，1 日 1 ピースの製作とし，計 18 日間で製作を行った．なお，付属物は連結金具，吊り金具，高さ調整ボルト用ダクト，裏込めモルタル充填用のダクトなどの施工上必要な金具等である．

4　施工上の課題

一晩の施工サイクルタイムを**表-1** に示す．またプレキャスト版設置の概要図を**図-2** に示す．トンネル内設置のため，クレーンの揚程，旋回など作業範囲の制限が課題となった．また，「掘削～プレキャスト版設置～裏込めモルタル充填～埋め戻し」を交通規制時間内に行うにあたり，主作業であるプレキャスト版設置と裏込めモルタル充填を 3.5 時間以内に終わらせる必要があり，使用資機材の選定，配置も課題となった．

表-1 一晩の施工サイクルタイム

サイクルタイム	作業内容
21:00 ～	通行止規制開始
21:30 ～ 23:15	仮舗装取壊し，掘削
23:15 ～ 1:15	プレキャスト版設置
1:15 ～ 2:45	裏込めモルタル充填
2:45 ～ 5:00	排水管取付，埋め戻し
5:00 ～ 5:30	仮舗装復旧，後片付け
5:30 ～	通行止規制解除

5　課題への対策･対応

クレーンの作業範囲の課題については，**写真-3** に示すようにプレキャスト版設置前に工場において仮組を行い，揚程，吊り上げ，旋回範囲，プレキャスト版設置方法の確認を行った．また，クレーンの吊り上げを通常通りに行うと，巻きしろ不足となるため，事前に製作しておいた H 形鋼を用いた専用水平治具を採用することで解決した．この仮組においては，高さ調整材，高さ調整ボルト，連結金具による部材の引寄せなど本工事と同様の手順を行い，施工サイクルタイム内での 1 日の施工量が確保出来ることを確認した．



写真-3 仮組状況

一方，空隙部に充填する裏込めモルタルは，充填性能と交通開放時の強度を確保するため，初期強度が地山強度と同等以上，かつ流動性能の高い超速硬無収縮モルタルを採用した．なお，施工に先立ち超速硬無収縮モルタルの試験練りを行い，流動性，硬化速度，1 時間後の圧縮強度を確認した．

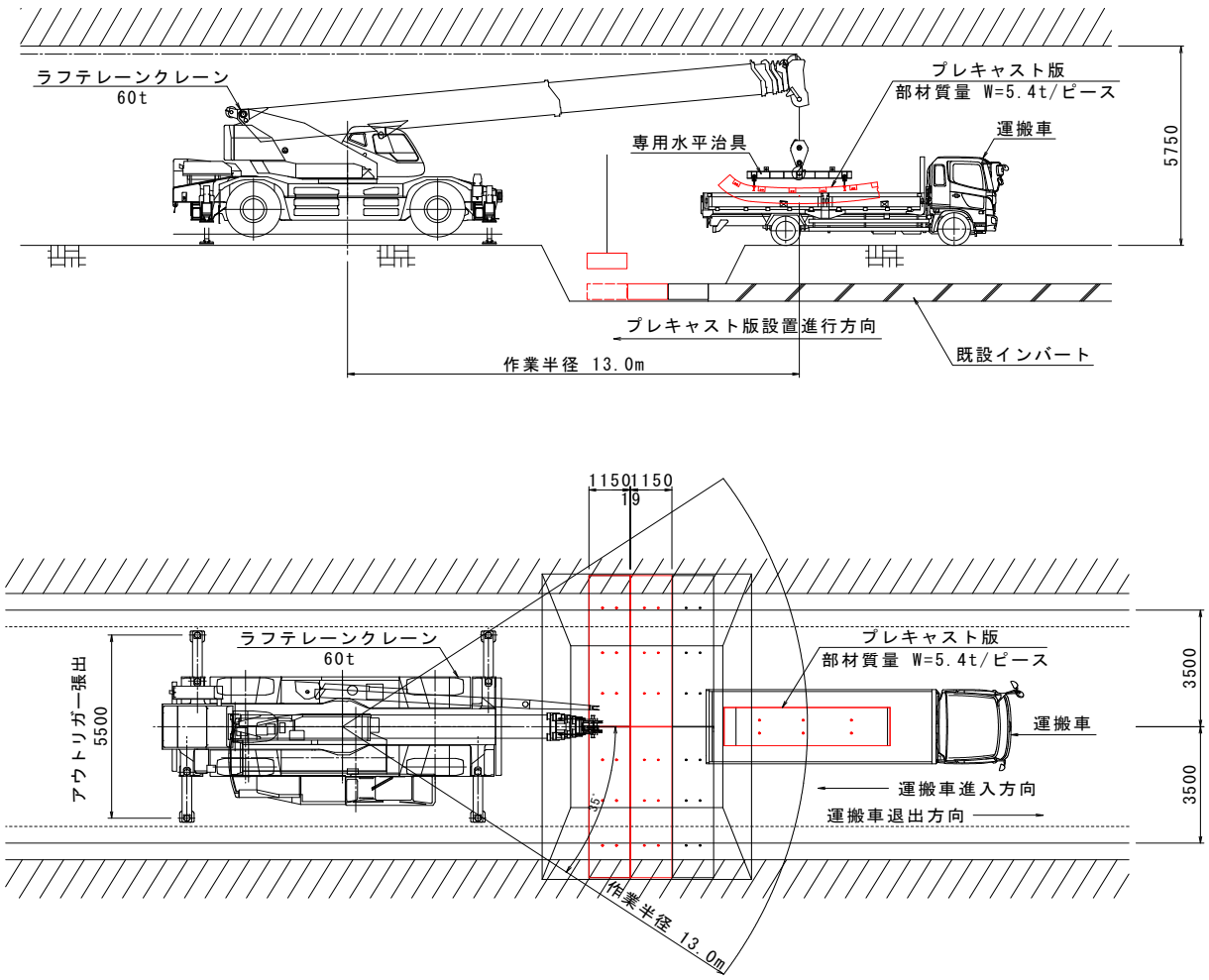


図-2 概要図

実際の工事においては，準備工として，あらかじめ監査歩廊，側溝を撤去し，仮舗装状態とした．さらに，プレキャスト版設置前日には仮舗装の取壊し，地山の掘削を行い，覆工足付け部の支保工を設置し埋め戻し後に再度仮舗装の状態とした．このように準備工を前日までに終えることにより，プレキャスト版設置における所要時間(2.0 時間)を確保した．また，所定の計画高にプレキャスト版を迅速に設置できるよう高さ調整材を設け，高さ調整ボルトによる微調整時間の短縮を図った．

機材の配置については**図-2** に示す．効率的な施工が行えるよう，クレーンをプレキャスト版設置進行方向，運搬車をプレキャスト版設置進行方向の逆側に配置した．**写真-4**，5 に運搬車，クレーン配置状況およびプレキャスト版設置状況を示す．



写真-4 運搬車，クレーン配置状況



写真-5 プレキャスト版設置状況

プレキャスト版設置完了後，**写真-1** に示す充填用のダクトより超速硬無収縮モルタルを空隙部に充填した．一晩の充填量は約 5m^3 であり，充填に与えられている時間は 1.5 時間であるため，高速ミキサーを 2 台使用した．

以上の対応を実施することにより，交通開放の約 3 時間前に，裏込めモルタル充填までの作業を終えることが可能となった．充填完了後は，排水管の取付，埋め戻し，仮舗装，後片付けを 3 時間弱で行い，予定通り交通開放を行った．翌日からは，同様の作業を繰り返し行い，5 日間でプレキャスト版の設置を完了させた．

6　今後の展望

狭隘なトンネル内で，かつ限られた通行止規制時間内の作業にプレキャスト版の採用は有効ではあるが，現場条件やインバートの形状に合わせ，その都度，部材寸法，設置方法を検討する必要がある．今後は，あらゆる現場でも適用可能な汎用性を持ったプレキャスト構造を模索していくことを考えている．また，既設トンネルに限らず，新設トンネルへの適用も可能と考えている．

7　おわりに

本工事は 2015 年 6 月に実施し，無事終了した．最後に，本工事の施工にあたり，ご助言，ご指導いただきました関係各位に厚く御礼を申し上げます．

耐油性および耐久性に優れたアスファルト混合物の開発

鹿島道路株式会社 生産技術本部 技術研究所　課長代理　○篠塚　政則
同　上　次　長　岡部　俊幸
鹿島道路株式会社 生産技術本部 技術部　担当次長　林　信也

1　はじめに

アスファルト舗装業界では，従来から耐流動性等に優れた改質アスファルトの開発が行われ，重交通道路やコンテナヤードなどに適用されており，一定の成果を上げてきている．しかしながら，耐油性やより優れた耐久性を持つアスファルト混合物の開発が待たれているところである．

本報は，耐油性および耐久性に優れたアスファルト舗装（当社商品名：AKD 舗装：Anti Kerocene and Durability pavement）の開発への取組みについて，室内試験および社内試験施工で得られた知見を述べるとともに，現在までに得られた耐久性等の結果について報告する．

2　開発概要

AKD アスファルト混合物（以下，AKD 混合物と称す）は，舗装の長寿命化を目指すために，アスファルト舗装で課題とされている耐油性を付加させ，耐久性を向上させるために開発したものである．AKD 混合物はアスファルトプラントで一般的に製造されているアスファルト混合物にドライミキシングで特殊添加材（以下，AKD 添加材と称す）を添加するプラントミックスタイプであり，プラントでの少量出荷にも対応できるものである．

表-1　AKD 添加材の概要

外 観	1,200μm の粉末
20℃での物理的状態	個体
色	ダーク(暗色)
密度	0.96 g/cm^3
MI※	0.5 g/10 分以上
主成分	P.E(ポリエチレン)
発火点	＞300℃
推奨添加量	0.4~0.8%



※MI とは，熱可塑性樹脂の溶融時の流動性を表す指標(JIS K 7210)

表-2　粒度およびマーシャル特性

混合物種		密粒度アスファルト混合物(13)		粗粒度アスファルト混合物(20)	
		ベース配合	AKD 混合物	ベース配合	AKD 混合物
バインダ ＼ 項目		改質Ⅱ型		StAs60/80	
通過質量百分率(%)	26.5mm	100		100	
	19mm	100		98.7	
	13.2 mm	97.6		83.2	
	4.75 mm	61.8		48.1	
	2.36 mm	42.7		30.8	
	0.6 mm	25.0		18.3	
	0.3 mm	15.5		11.7	
	0.15 mm	8.8		46.9	
	0.075 mm	5.8		4.7	
アスファルト量(%)		5.5		4.6	
AKD 添加量(%)		—	0.8	—	0.8
マーシャル特性	密度(g/cm^3)	2.402	2.372	2.402	2.369
	理論密度((g/cm^3)	2.494	2.463	2.506	2.474
	空隙率(%)	3.7	3.7	4.2	4.2
	飽和度(%)	77.4	77.3	71.6	71.4
	安定度（kN）	15.7	21.3	8.6	11.5
	フロー（1/100cm）	38	38	37	38

3　室内試験での検討

3．1　使用材料

（1）AKD 添加材

AKD 添加材の性状を表-1 に示す．この添加材は，プラスチックのような可塑性を持つ物質であり，全てがバインダに溶解するものではなく，未溶解の添加材はアスファルト混合物内に分散し，性能を発揮するものである．そのため，日本改質アスファルト協会が示すポリマー改質アスファルトのⅠ~Ⅲ型またはH型グレードには属さない，特殊な添加材である．

（2）AKD 混合物の概要

今回，一般的なアスファルト混合物（ベース配合）に AKD

添加材を添加し，その混合物性状を把握した．アスファルト混合物の配合および添加材有無によるマーシャル特性値を表-2 に示す．この結果，AKD 混合物はベース配合の混合物に比べて密度が小さく，マーシャル安定度が大きくなった．

ただし，ベース配合に添加材を投入すると，混合物温度が低下するため，ベース配合のアスファルト混合物に対して混合および締固め温度を 5~10℃高く設定した．

３．２　室内評価試験

AKD 混合物の混合物性能を確認するために，表-3 に示す試験を実施した．以下に，評価試験の結果を述べる．

表-3　評価試験項目

目的	評価項目	試験名	試験温度（℃）	試験条件
混合物性能の確認（添加量 0.8%）	耐油性	油浸漬後質量損失率試験	20	20℃の灯油：48 時間油浸漬
		油浸漬マーシャル安定度試験	60	48 時間油浸漬 載荷速度：50mm/min
	耐流動性	ホイールトラッキング試験	60	載荷荷重：686N
添加量の相違による混合物特性（必要に応じて添加量を可変）	耐たわみ性	曲げ試験	-10	載荷速度：50mm/min

（１）耐油性（油浸漬評価試験）

油浸漬後のマーシャル供試体状況および残留安定度を写真-1 および図-1 に示す．これより，一般的なアスファルト混合物は灯油によってカットバックされ，骨材が露出しているのに対し，AKD 混合物と浸透性セメントミルクを浸透させた半たわみ性舗装用混合物（以下，半たわみ性舗装）は形を保っている．また，油浸漬後の残留安定度も AKD 混合物および半たわみ性舗装は，社内目標値である 75%を十分満足し，高い耐油性が認められた．

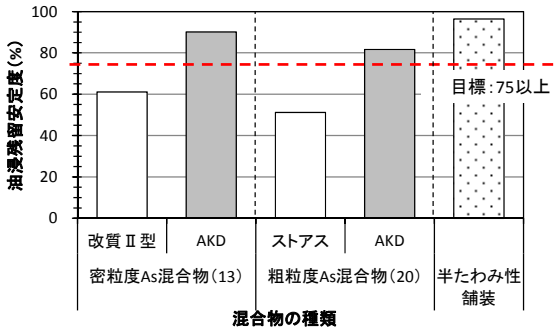


図-1　油浸漬後の残留安定度

表層用 As 混合物（密粒度 As 混合物（13））		基層用 As 混合物（粗粒度 As 混合物（20））		半たわみ性舗装用混合物
改質Ⅱ型	AKD（改質Ⅱ型）	ストアス	AKD（ストアス）	
				
6.6%	0.3%	7.3%	0.4%	0.8%

※表中の数値は油浸漬後質量損失率（（油浸漬前供試体質量―油浸漬後供試体質量）／油浸漬前供試体質量×100）を示す．

写真-1　油浸漬 48 時間後のマーシャル供試体状況

（２）耐流動性（ホイールトラッキング試験）

ホイールトラッキング試験結果を図-2 に示す．この結果，AKD 混合物の動的安定度は，密粒度および粗粒度アスファルト混合物ともに大きく向上し，社内目標値 10,000 回/mm 以上を十分満足し，耐流動性の向上が確認できた．なお，AKD 混合物は半たわみ性舗装より若干動的安定度が小さい結果であったが，変形量そのものが変位差計の精度以下であることから，同程度以下であると判断される．

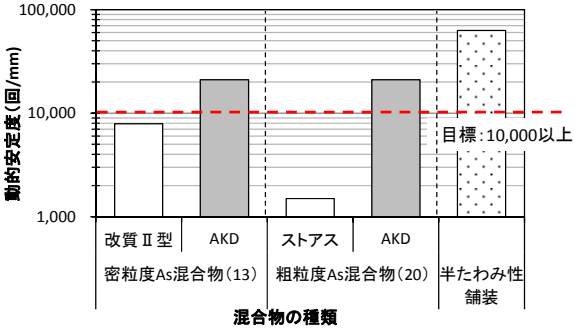


図-2　各種混合物における動的安定度

（3）耐ひび割れ性

AKD 混合物は,一定量の AKD 添加材を入れるだけで耐油性および耐流動性の効果が発揮できることが判った．しかし，AKD 添加材は構成材料に PE（ポリエチレン）を使用しているため，添加量によってはアスファルト混合物が硬くなるといった懸念が残る．

そこで，添加量の相違によるアスファルト混合物の特性を確認するために，曲げ試験を実施した．曲げ試験による AKD 添加量と破断ひずみの関係を図-3 に示す．

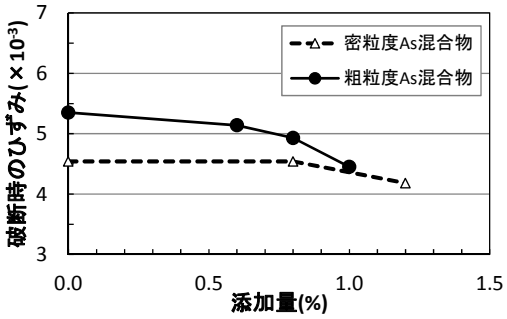


図-3　AKD 添加量と破断ひずみ

この結果，破断時のひずみは，両混合物ともに添加量増加に伴い小さくなる傾向を示しているが，密粒度アスファルト混合物では 0.8%，粗粒度アスファルト混合物では 0.6%付近から低下度合が大きくなっている．

以上の結果から，アスファルト混合物に AKD 添加材をある一定量以上入れると，破断ひずみが低下することから，今回実施した試験結果によると，AKD 添加量は密粒度アスファルト混合物で 0.8%以下，粗粒度アスファルト混合物では 0.6%以下が望ましいと考えられる．

4　試験施工

AKD 混合物の施工性や耐油性･耐久性などの性能を検証するために，当社栗橋機械センター構内で試験施工を実施した．試験概要を表-4 に,試験施工の平面図･断面図を図-5 に示す．

表-4　試験施工概要

項　目	内　容
施工箇所	栗橋機械センター構内
実施条件	平成 27 年 7 月，晴れ
施工規模	352 m^2
施工断面	図-4 参照
施工機械	敷均し：AF 3.0~6.0m 初期転圧：マカダムローラ 10t（4 往復） 2 次転圧：振動ローラ 4t 仕上転圧：タイヤローラ　25t（6 往復）

（1）施工性および締固め度

AKD 混合物における試験施工時の目標管理温度は，室内試験の結果を踏まえ，一般的なアスファルト混合物よりも 5~10℃程度高く設定した．具体的には，AKD 混合物の施工温度は，敷均し温度：169～175℃（目標：165℃以上），マカダムローラによる初期転圧温度：157～162℃（目標：160℃以上）で行い，目標温度内で施工ができた．施工後の締固め度は，98.6~100.5%の範囲内であり，96%以上を十分満足できるものであった．

ただし，AKD 混合物の施工性は合材温度の低下に大きく影響され，150℃以下になるとハンドリングが徐々に重くなり，同一温度で比較した際，一般的なアスファルト混合物よりも若干作業性が低下することが分かった．

また，マカダムローラによる初期転圧回数を 4 往復以上行うと一部の箇所でヘアークラックや表面の小さなズレが見受けられたが，施工後の路面には悪影響をもたらさない程度のものであった．



写真-2　試験施工状況

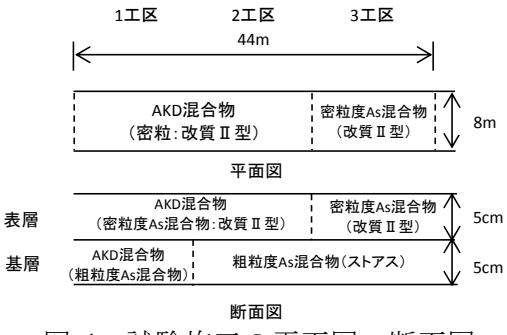


図-4　試験施工の平面図・断面図

（２）施工後の品質確認

AKD 混合物の耐油性能を把握するため，強制的に灯油を路面に散布（2ℓ/m^2）し，揮発させないよう養生マットで 2 週間養生した．養生後の路面状態を確認した結果，写真-3 に示すように一般のアスファルト混合物はドライバーを用いて触ってみると，表面が簡単に削れる状態であったが，AKD 混合物は耐油性の効果を発揮し，カットバックされず，表面は削れない状態であった．

また，舗装自体の強度を確認するため，油浸箇所からコアを採取（φ150mm）し，室内にてホイールトラッキング試験を実施した．

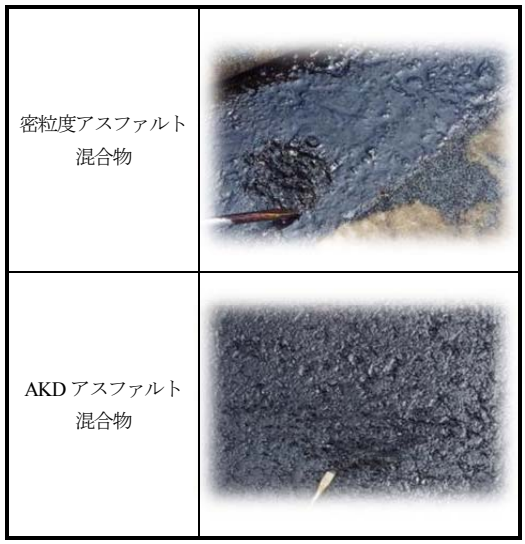


写真-3　油散布後の路面

鈴木らの補正式[1)]を用いて動的安定度 DS を算出した結果，AKD 混合物は室内試験と同程度（DS：16,500 回/mm）であったのに対し，一般的なアスファルト混合物は試験の途中で表面がはく離（表面部分の 2mm 程度が剥がれ）し，動的安定度が 80%程度小さくなった（DS：1,500 回/mm）．

これらの結果からも，AKD 混合物の耐油性の効果が確認できた．

５　まとめ

以上により，室内試験および社内試験施工で得られた知見を以下に示す．

① AKD 混合物は，一般的なアスファルト混合物に比べ，耐油性および耐久性に優れた混合物であることが確認できた．

② AKD 添加材の添加量は，今回採用した密粒度アスファルト混合物で 0.8%以下，粗粒度アスファルト混合物で 0.6%以下が望ましいと考えられるが，今後も他混合物について確認が必要である．

③ AKD 混合物は，一般的なアスファルト混合物と同様な機械編成で施工が可能であるが，転圧温度を 5~10℃程度高くした管理が肝要であり，温度管理には十分注意して施工する必要性がある．

６　おわりに

今回開発した AKD 混合物について，室内試験および社内試験施工を実施し，耐油性および耐久性に優れた混合物特性および通常のアスファルト混合物と変わらない施工性を有していること等を確認した．

今後も，引き続き混合物特性を把握するとともに試験施工箇所の追跡調査を実施し効果を確認していく所存である．

現在，社外において AKD 混合物を施工し，供用性能を検証している段階である．今後も現場の要求性能に即した AKD 混合物を提案していきたいと考える．

【参考文献】

1)鈴木勲，田中邦則：アスコン円形供試体の動的安定度，都土木技研年報，平成 4 年，pp.135-141

塩化ビニル推進管による長距離・曲線推進工法『ベル工法』

真柄建設株式会社　土木事業本部　土木技術部長　　上田　信二

1　はじめに

下水道小口径管の開削工事では、水理特性、防食性、耐薬品性等に優れた硬質塩化ビニル管が使用されているが、長距離や曲線推進工事では、主に耐荷力の大きい鉄筋コンクリート管が使用されている。ただし、鉄筋コンクリート管は、硫酸劣化に起因する道路陥没事故が発生する場合もあり、ストックマネジメントの改築更新費用も増大しているのが現状である。そこで、下水道管渠の長寿命化を目的に、硬質塩化ビニル管による長距離・曲線推進工法を開発した。

平成 19 年 6 月に、国立研究開発法人　新エネルギー・産業技術総合開発機構（通称：ＮＥＤＯ）のイノベーション実用化助成事業に採択され、平成 22 年に呼び径 300 と 350 の 2 タイプ、推進延長 250m、最少曲率半径 60mの長距離・曲線推進工法「ベル工法」を実用化した。

本工法は、ライフサイクルコストに貢献できる技術として平成 22 年 7 月に「国土技術開発賞」最優秀賞、平成 24 年 2 月に内閣総理大臣賞「ものづくり日本大賞」を受賞し、平成 27 年 8 月には NETIS （No.KT-150038-A）に登録された。平成 27 年度末には施工累計延長は 7,200m を超えた。また、平成 27 年度より礫対応型の掘進機を開発するとともに現在実用化している。

本稿では、ベル工法の特長および施工事例について紹介する。

2　ベル工法の特長

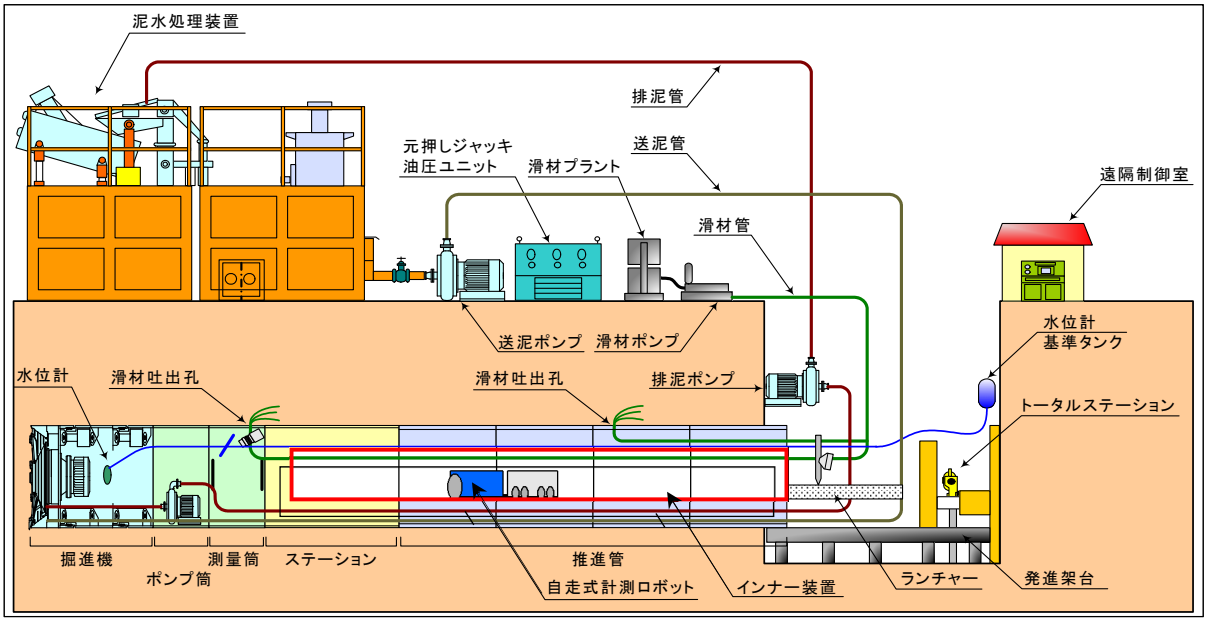
2．1　型式分類とシステム

ベル工法の型式分類を**表－１**、システムの概要（ＶＣ型システム）を**図－１**に示す。ベル工法は、推進管と地山との周面抵抗力が推進管の許容耐荷力より下回る本数ごとに元押しジャッキからの推力を伝達するインナー装置に設置された支持装置で周面摩擦を支持する方式を採用したことで長距離推進を可能にした。

測量方法については、ＶＣ型（曲線推進用）では光学式ジャイロおよび加速度計を搭載した自走式測量ロボットの方式を採用、Ｖ型（直線推進用）では、レーザー方式を採用している。

表－１　ベル工法の型式分類表

排土方式	泥水一工程方式				摘要
掘進機種別	標準型			礫対応型	
型式種別	V型	VC型	VC型	VC型	
線形種別	直線	曲線	曲線	曲線	
掘進機	V300	VC300	VC350	VC300D	
掘進機外径(mm)	350	350	400	360	
呼び径(mm)	300	300	350	300	
管外径(mm)	318	318	370	318	
管種・管長(mm)	VP1330	VP1330	VM1330	VP1330	ベル工法用硬質塩化ビニル管
最大礫径(mm)	30	30	35	120(※)	※4個/m以上は別途検討
礫率(%)	20	20	20	50(※)	※50%以上は別途検討
一軸圧縮強度(MN/m^2)	4			150(※)	※150MN/m^{2}以上は別途検討
透水係数(cm/sec)	10^{-3}				※10^{-2}以上は地盤改良等を別途検討
最少曲率半径(m)	直線	60(複数曲線可)			
推進最大延長(m)	250			250(※)	※礫質土の場合は別途検討
最少発進立坑寸法(mm)	2500				
最少到達立坑寸法(mm)	1200				※既設2号人孔到達可
管芯と底盤高(mm)	650	650	700	650	
ﾌﾟﾗﾝﾄ最少面積(m^2)	36 (8.0m×4.5m) (※)				※5tﾕﾆｯｸ&ﾀﾞﾝﾌﾟは含まない

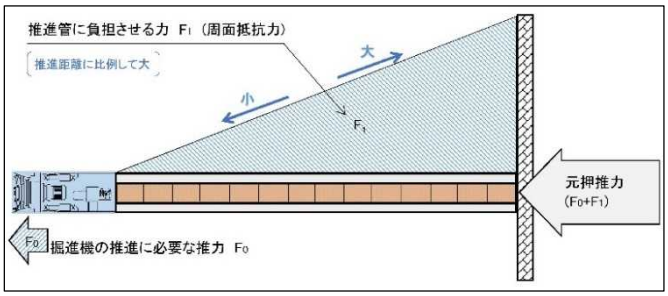


図－１　ＶＣ型（曲線推進用）のシステム概要図

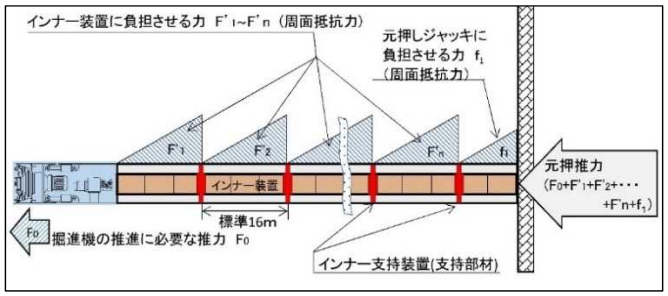
２．２　長距離推進の理論

従来の低耐荷力管（塩化ビニル管）による推進工法は**図－２**に示すように、先導体への先端抵抗を推進力伝達ロッドに作用させ、管には土との周面抵抗力を負担させている。なお、周面抵抗力は推進距離に比例して大きくなるので管の許容耐荷力によって推進距離が制限される。このため、耐荷力の小さい塩化ビニル管は、短い距離の施工しかできない。

ベル工法は**図－３**に示すように、管への周面摩擦力を仮設のインナー装置に負担させて推進管（塩化ビニル管）への負担を大きく軽減することにより長距離推進を可能にした工法である。推進管の許容耐荷力を下回る間隔（標準 16m）ごとに鋼製のインナー装置に設けられた支持装置（**写真－１、２**）で塩化ビニル管を支持する方式を採用しており、周辺摩擦力をインナー装置に負担させながら推進する方式で、鋼製インナー装置の耐荷力は大きく、長距離の推進を可能としている。



図－２　低耐荷力管推進工法の概念図



図－３　インナー支持装置による管推進工法の概念図



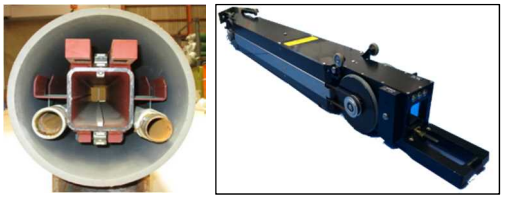
写真－１　インナー支持装置（塩ビ管設置前）



写真－２　インナー支持装置（塩ビ管設置後）

２．３　曲線推進での測量システム

曲線推進での測量方法は、**写真－３**に示すように、光学式ジャイロと加速度計を搭載した「自走式計測ロボット方式」を採用した。自走式計測ロボット方式は、インナー装置内の走行路を自走式計測ロボットが、真北からの全体方位角や距離について全管を往復計測することができ、長距離や複数曲線においても高精度の座標測量が可能となる。また、自走式計測ロボットは、駆動輪で自走し横滑りすることなくインナー装置の方向を計測出来るように、インナー装置の軌道を車輪で挟み込むモノレール方式を採用した。このように、座標管理を行うことにより、道路台帳や後施工で行う際の資料として活用が出来る。さらに、管内測量方式ということから、土被りや地中埋設物に影響されることなく、河川及び鉄道横断、狭隘な道路や交通量の多い道路でも施工を可能とした。

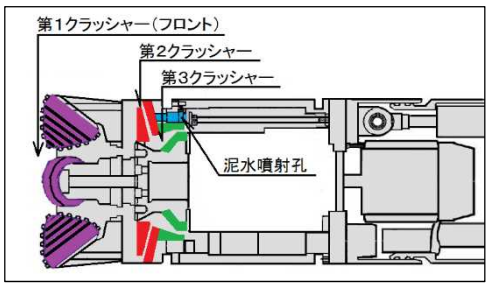


写真－３　ｲﾝﾅｰ装置と自走式測量ﾛﾎﾞｯﾄ

２．４　礫対応型の掘進機

２．４．１　掘進機（外径：360mm、マシン長：2495mm）の特徴

①　**図－４、写真－４**に示すとおり、１～３次クラッシャーの３段階で礫を破砕するため、排泥管（呼び径 300 の場合：φ38mm）の閉塞を確実に防止することができる。



図－４　掘進機のクラッシャー配置図



写真－４　礫の破砕状況写真

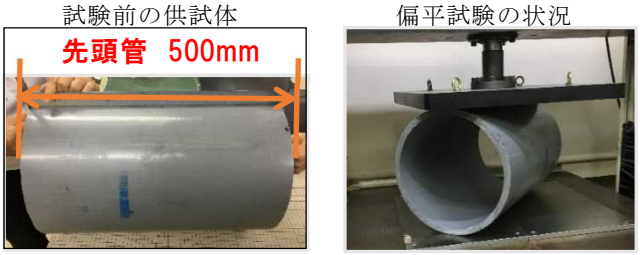
②　**写真－５**に示すとおり、泥水噴射口から噴射させた泥水によって、第２クラッシャーにおける砂・砂利を洗い流し、岩石のみを破砕する。加えて、ビットの冷却や洗浄にも効果を発揮する。そのため、礫地盤から普通土に変化する互層にも対応できる。



写真－５　水の噴射状況

２．４．２　礫層掘進後の推進管（先頭管：VP300）の性能試験

礫層（最大 190 ㎜、礫率 50%）、推進延長：L=212.9m および曲線箇所数が３箇所の区間を推進終了後に先頭の推進管を抜き出し、JSWAS 規格（日本下水道協会規格）に準じて、偏平試験および引張試験を実施した（**写真－６**参照）。その結果、所要の性能を満足していた。したがって、礫地盤の長距離推進であっても塩化ビニル管の性能を保持できることを確認することができた。



写真－６　試験状況写真

3　ベル工法の施工例（礫地盤における長距離・曲線施工）

・施工場所：岩手県大槌町沢山～安渡地内

・発 注 者：大槌復興ＣＭＲ

・呼 び 径：300

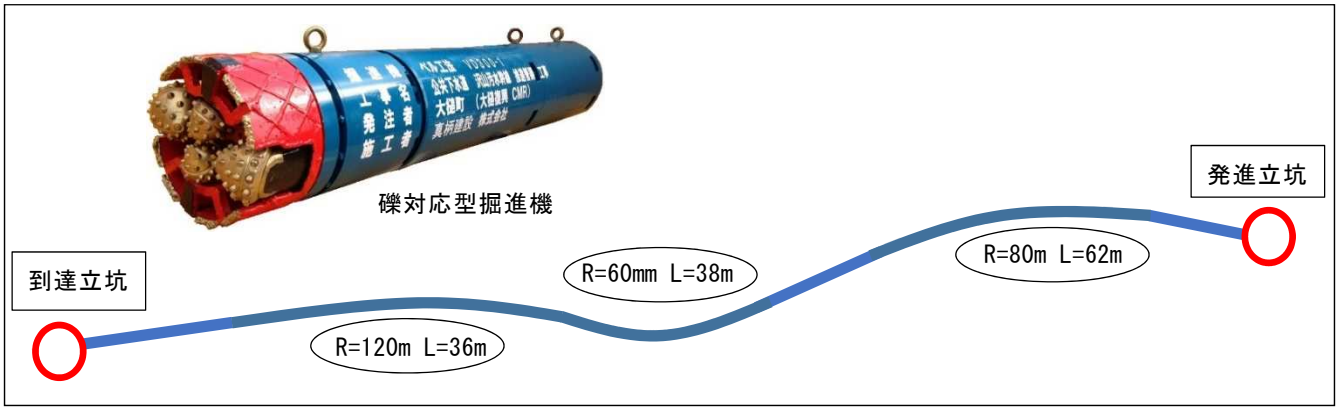
・推進延長：212.90m

・線　　形：曲線 3 箇所 R=80m、60m、120m

・土 被 り：3.70m（地下埋設 4 条 5 段 NTT、水道 φ150）

・土　　質：砂礫土（最大礫径 190mm、礫率 50%）

工事箇所の線形平面を**図－５**に示す。当初は、最大礫径 50mm 以内の砂礫層を予想していたが、発進立坑での鏡切において 190mm の礫が 12 個/m で出現した。また、透水係数が $k=10^{-2}$cm/sec と大きく、途中に粘性土を含む互層地盤でもあった。施工当初は礫径も想定より大きく、掘進時の縦断勾配を確保することが困難となったが、掘進機や面盤に改良を加え、3 箇所の曲線部での方向修正も地盤改良を行うことなく通過させ、最大推力 22 t で無事到達させることができた。



図－５　工事箇所の線形平面図

4　おわりに

小口径管推進工法においては、工事コストの低減として今後ますます長距離・曲線推進施工の技術が求められる。同時に、下水道事業費の低減として直接の工事費ばかりでなく、ライフサイクルコストの低減も求められている。この様な背景の中でベル工法は、上述のニーズをかなえられる工法として発注者に限らず多方面から期待が寄せられている。これらの期待に応えられるように、今後様々な条件の工事を施工して、技術の安定化および対応土質や管径の更なる拡大を図り、ベル工法の改良と開発に努めていきたい。

第１会場

第Ⅳグループ

高ひずみ樹脂による構造物の機能保持技術 ～タフネスコート～

清水建設株式会社　土木技術本部開発機械部　主査　奥石　正己

1　はじめに

山岳トンネルにおけるコンクリート製覆工および高架橋等においては、コンクリートの剥落を防止するために定期的に検査が行われている。また、予防策として各種の剥落防止対策工が開発されすでに採用されているが、耐久性や施工性に一部課題が残っている。

著者らはライニング材料[1)]でコンクリート構造物を被覆することにより、大変形に追随できかつ耐荷力を保持できる技術「タフネスコート」を開発中である。本報告では、開発成果の一部としてタフネスコートに用いるライニング材料の特徴、コンクリートの剥落防止性能および耐久性向上に必要なひび割れ追随性、遮塩性に関する知見を報告する。

2　ライニング材料の概要

タフネスコートに使用するライニング材料としては、ポリウレア樹脂[1)]、エポキシ樹脂、ポリウレタン樹脂などがある。図-１に樹脂材料の力学特性の比較を示す。この図より、ポリウレア樹脂は引張強度が 24MPa と大きく、破断時のひずみは 200 %程度である。エポキシ樹脂は引張強度 70MPa と非常に大きいが、破断時のひずみは 5 %程度と小さい。また，ポリウレタン樹脂は破断時のひずみは 400 %程度と大きいが、引張強度は 10MPa 程度と小さい。そこで今回、引張強度と伸び性能に優れたポリウレア樹脂に着目し研究開発を開始した。ポリウレア樹脂は反応性に富むイソシアネート（O=C=N-Q-N=C=O）とポリアミン（NH2-R-NH2）を 2 液混合スプレーでウレア結合させ、構造物表面に塗布するものである。その特徴として、①施工直後に瞬間的に硬化する。②早期に強度を発現する。③毒性が無い。④耐候性（紫外線）、耐酸性、耐アルカリ性に優れる等が挙げられる。

構造物のライニング材料としては大きな変形性能とひずみが大きい領域での復元力を確保できる強度が必要であり、破断時のひずみが小さいエポキシ樹脂、引張強度が小さいポリウレタン樹脂は適していない。一方、ポリウレア樹脂は従来の樹脂材料になかった引張強度と伸び性能を併せ持った材料であり、タフネスコートはこのポリウレア樹脂の持つ力学特性を利用して、コンクリート構造物の剥落防止、耐久性向上および衝撃力に対する安全性向上を図る技術である。

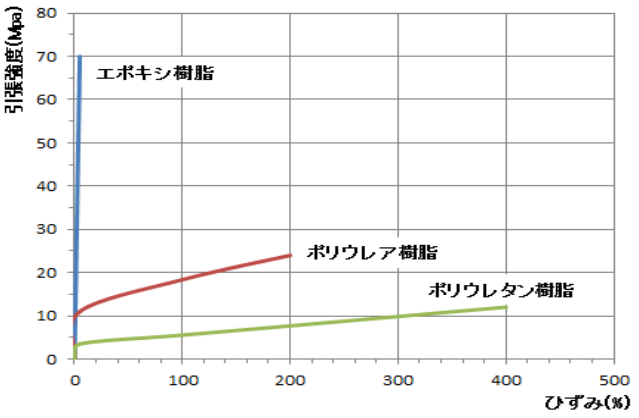


図-１　樹脂材料の力学特性の比較

3　剥落防止性能の検証

3．１　実験概要

山岳トンネルにおけるコンクリート片の剥落防止を目標として、大型トンネル覆工模型実験装置を

用いた載荷実験を行った。実験装置の縮尺は新幹線複線標準断面の 1/5 相当である。実験装置は、図-２に示すように載荷用油圧ジャッキ、反力用油圧シリンダ、反力フレーム等で構成され、模型覆工の周囲に取り付けられた皿ばねにより覆工と地盤との相互作用を模擬することができる。

試験体の構造を図-３に示す。覆工は矢板工法による新幹線トンネル（巻厚 70cm）を想定し、材料は無筋コンクリートとした。実験ケースはケース 1（無筋）とケース 2（樹脂被覆）の 2 ケースとした。ケース 2（樹脂被覆）は覆工の内面にポリウレア樹脂を厚さ 1.35mm で吹付けた。載荷実験は変位制御により、覆工天端を鉛直下向きに最大 70mm 変位させることにより行なった。この際、破壊状況、載荷重 P、載荷点変位 δ、ひび割れ位置、ひび割れ幅の計測を行った。

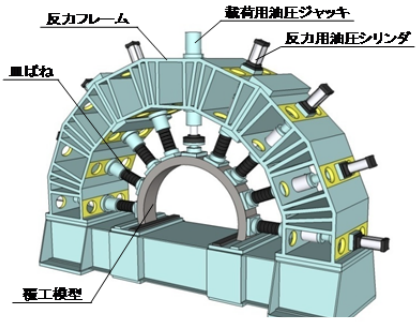


図-２　載荷装置図

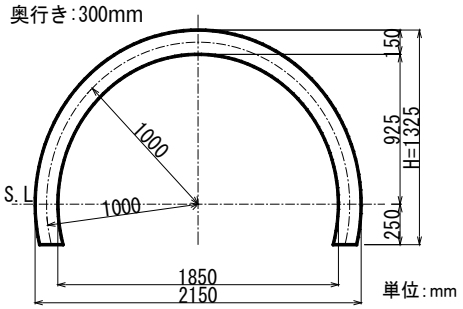


図-３　試験体の構造図

３．２　実験結果

図-４に覆工天端の鉛直変位が δ=20，40mm 時におけるひび割れ状況を示す。２ケースとも δ=2mm 程度で曲げ引張ひび割れが天端内側および肩部外側に発生した後、δ=16mm（ケース 1）、δ＝20mm（ケース 2）で天端に曲げ圧縮破壊が発生した。

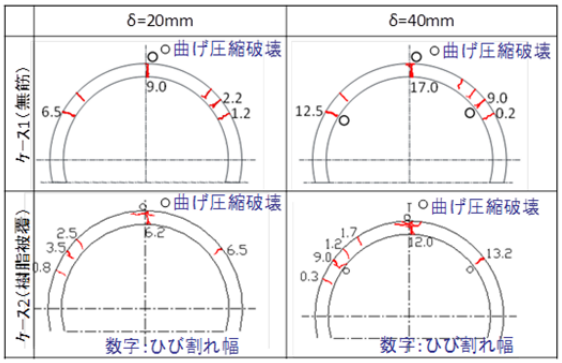


図-４　ひび割れ状況図

図-５に天端変位が進んだ後の曲げ圧縮破壊箇所の状況を示す。ケース 1（無筋）では δ=40mm 時点で掌大の塊状剥落が発生しているのに対し、ケース 2（樹脂被覆）では、δ=70mm に到達しても、曲げ圧縮破壊箇所においては樹脂の表面に凹凸が見られるものの樹脂で被覆されていることにより覆工の剥落はなく、また樹脂自体の剥離や破断が発生することもなかった。

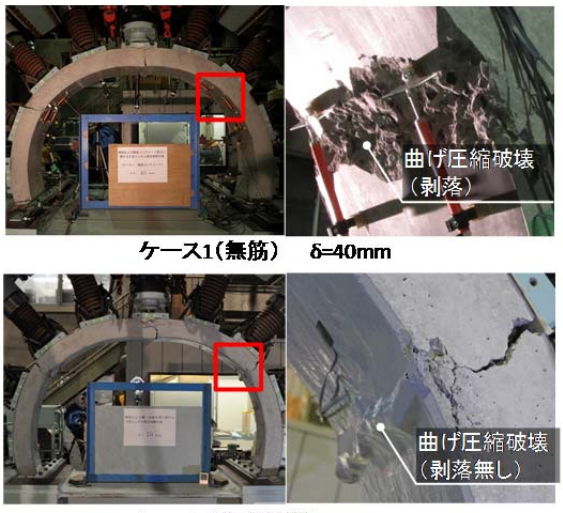


図-５　試験体の破壊状況

図-６に各ケースの荷重 P と載荷板の変位 δ の関係を示す。いずれのケースも、δ=2mm 程度で引張ひびわれが発生して 3 ヒンジアーチ状態となった際に荷重が一旦低下した。その後地盤ばねにより支持されたアーチ構造であるため、δ=16mm(ケース 1)、δ＝20mm(ケース 2)で天端に、δ=23mm 前後(ケース 1，2)で肩部に曲げ圧縮破壊が発生し、トンネルとしての剛性が低下したが、両ケースとも耐力を失うことはなかった。

さらに変位を増加加させると、ケース 1（無筋）は δ=48mm で荷重が急激に低下した。これは，曲げ圧縮破壊箇所でコンクリートが剥落し断面欠損を生じたためと考えられる。ケース 2（樹脂被覆）

ではこのような荷重の急激な低下は観察されなかった。これは樹脂で被覆された試験体では剥落が生じないため、コンクリートには破壊が生じるものの荷重伝達が行われているためと考えられる。以上のことから、タフネスコートの優れた剥落防止性能が確認された

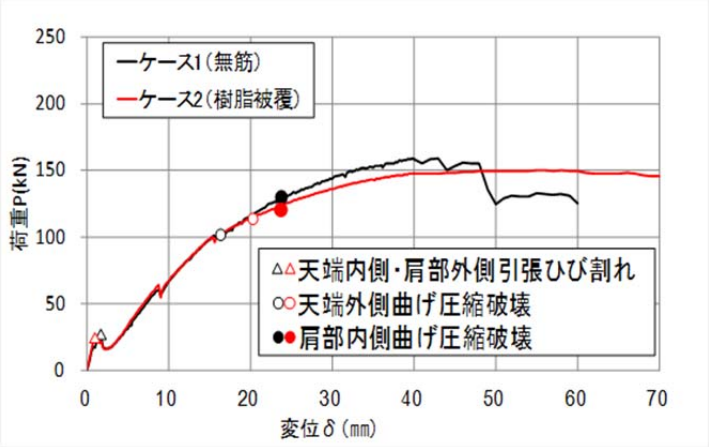


図-６　荷重-変位曲線

４．コンクリート構造物の耐久性向上の検証

４．１　曲げ部材におけるひび割れ追随性

４．１．１　実験概要

コンクリート構造物の劣化現象としては、塩害、中性化、凍害およびアルカリ骨材反応などが報告されている。このようなコンクリート構造物の劣化現象を防止するために、それぞれの劣化要因に対して対策が取られているが、その一つとしてコンクリート表面を樹脂で保護し、ひび割れが発生した後の外部からの水分浸透を防止することは有益な対策と考えられる。

このような状況に鑑み、今回ポリウレア樹脂、ポリウレタン樹脂およびエポキシ樹脂で４面を被覆した試験体による準静的曲げ試験(載荷速度：0.1mm/s)を実施し、それぞれの樹脂のひび割れ追随性を確認した。図-７に準静的曲げ試験体の概要を示す。準静的曲げ試験体は、幅 100mm、高さ 120mm、長さ 1200mm で主鉄筋には D13(SD345)を使用した。表-１に試験体の一覧を示す。

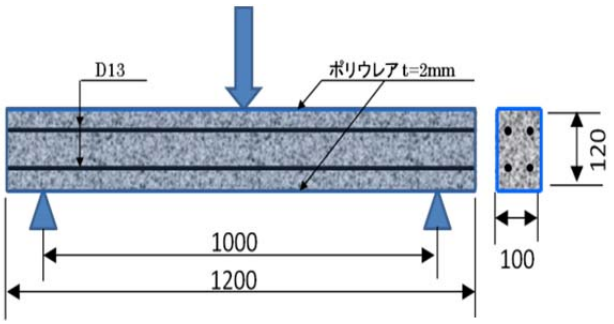


図-７　準静的曲げ試験の試験体

表-１　準静的曲げ試験体の一覧表

試験体	載荷スパン長 (mm)	被覆材料	被覆厚 (mm)	被覆面
RC	1000	----	----	----
RCE	1000	エポキシ	2.0	4面
RCPU	1000	ポリウレタン	2.0	4面
RCP	1000	ポリウレア	2.0	4面

４．１．２　曲げ実験結果

図-８に示すように、準静的曲げ試験(載荷速度；0.1mm/s)では、RC 試験体は初期降伏後に耐荷力を維持したまま変形量が 46mm まで計測され、RCE および RCPU 試験体では同様にそれぞれ 62mm、73mm まで計測された。さらに、RCP 試験体では初期降伏後に耐荷力を維持したまま変形量が増大し最大 75mm まで計測された。荷重-変形関係において、荷重が低下し始める変形量は計測器の制限値により計測できなかったが、他の

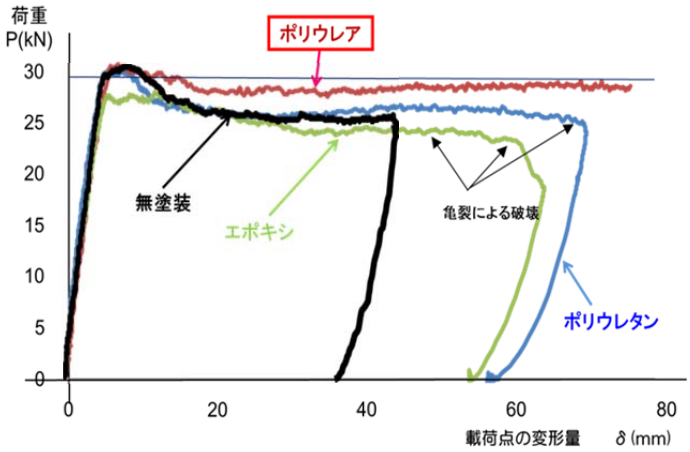


図-８　各試験体の荷重-変位曲線

樹脂に比べて大きな変形特性を有することが確認された。また、ひび割れ性状は、RC 試験体および RCE 試験体においては、載荷点直下にひび割れが集中し大きなひび割れ幅が観測されたが、RCPU および RCP 試験体では良好な分散性を示し、破壊時まで樹脂の破断は観測されなかった。

４．２　塩害に対する耐久性の検証

４．２．１　塩化物イオン浸透試験

コンクリート構造物の劣化現象の一つとして、国内の海岸部および内陸部でも凍結防止剤を多用する地域においては、塩害による被害が多数報告されている。この対策としてポリウレア樹脂の有効性を確認するために、塩化物イオン透過試験[2)]を実施した。

試験方法としては、図-９に示すように、厚さ 1mm のポリウレア樹脂で 3%の食塩水と蒸留水を分離し、一定時間放置した後の透過塩分量をイオンクロマトグラフ法で計測した。

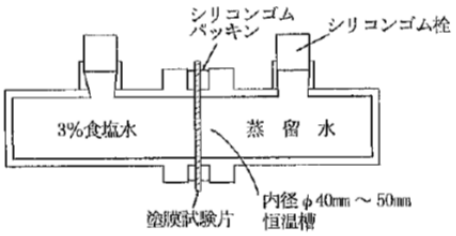


図-９　塩化物イオン浸透試験　模式図

４．２．２　塩化物イオン浸透試験結果

試験結果の一覧を表-２に示す、計測された塩化物イオン透過度は最大 0.23～1.92×10^{-5} であり、一般環境のＰＣまたはＲＣ構造物に対する基準値 1.0×10^{-2} の 1/500 以下、特に厳しい環境における基準値 1.0×10^{-3} に対しても 1/50 以下であり、十分な遮塩効果が確認された。

表-２　塩化物イオン透過度の一覧表

試験期間 (日)	塩化物イオン透過度 ($mg/cm^2\cdot$日)	塩化物イオン濃度 (mg/ℓ)
30	ND	ND
90	1.47×10^{-5}	0.13
120	1.01×10^{-5}	0.12
270	1.92×10^{-5}	0.51
300	0.23×10^{-5}	0.07

次に、今回の塩化物イオン浸透試験結果をもとに、フィックの拡散式を用いて、塩化物イオン量の深さ方向への浸透状況を確認した。図-10 は、コンクリート表面の塩化物イオン量Ｃｏを飛沫帯の１３kg/m^3、普通セメント、水セメント比 W/C を 50%とした場合の算定結果である。この表より、かぶり 50mm の位置においては 10 年程度で鉄筋の発生限界値 1.2 kg/m^3 に到達することが確認された。一方、ポリウレア 1mm で表面被覆した場合には、図-11 に示すように 100 年程度で 1.2 kg/m^3 となっており、塩害に対する耐久性を大幅に向上することが可能であることが判明した。

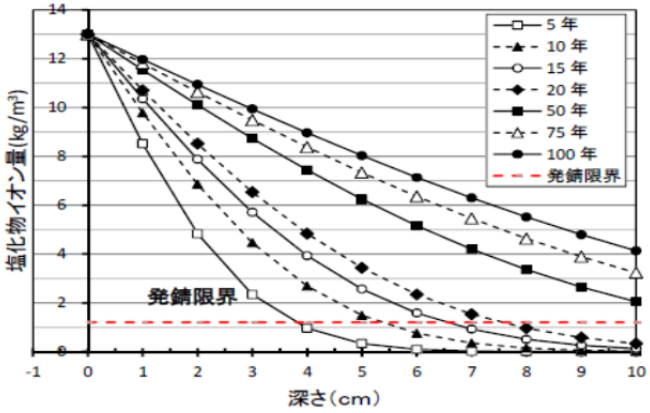


図-10　塩化物イオン浸透曲線

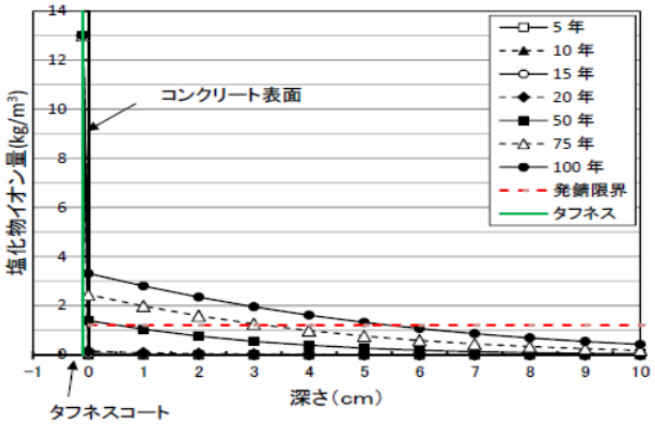


図-11　塩化物イオン浸透曲線(表面被覆 1mm)

参考文献

1) スワェールスプレーシステム（ポリウレア樹脂防水防食材)スワエール　三井化学産資（株）技術資料

2) 道路橋の塩害対策指針(案)・同解説、日本道路協会

既設構造物直下の効率的な地盤改良　―ＦＴＪ－ＦＡＮ工法―

株式会社不動テトラ　北関東支店研究室　室長　伊藤　竹史
北陸支店研究室　室長　杉野　秀一
北関東支店研究室　主任　○田口　雄一

１　はじめに

近年、既設構造物の耐震化、リニューアル等の工事が増加傾向にある。そのような市場の変化に伴い、既設構造物直下の地盤改良の需要が増えてきている。既設構造物直下に対して適用可能な地盤改良工法の一つとして高圧噴射撹拌工法が挙げられる。

従来の高圧噴射撹拌工法で既設構造物の直下を改良する場合、施工方法としては「構造物の脇からの施工」または「構造物躯体を削孔しての施工」が一般的である。高圧噴射撹拌工法は通常円形の改良体を造成するため、構造物の脇からの施工とする場合、大径の改良が必要となり、余分な改良が多くなる。また、構造物躯体を削孔して施工する場合、構造物の削孔・修復が必要となり、構造物を傷める等の課題があった。

これらの課題に対応することを目的に、揺動装置を用いることにより噴射方向を制御することで扇形または矩形断面の改良体を造成し､必要な範囲に限定して改良が可能なＦＴＪ－ＦＡＮ工法を開発、実用化した。本稿では、ＦＴＪ－ＦＡＮ工法の概要と施工事例について報告する。

２　工法の概要

２．１　概要

高圧噴射撹拌工法の一種であるＦＴＪ工法は、撹拌翼の先端に設けた複数のノズルから固化材スラリーを高圧で噴射することにより､地盤を切削しながら撹拌混合し、固化改良体を造成する工法である。ＦＴＪ－ＦＡＮ工法は、ＦＴＪ工法の技術を基に、撹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噴射し、任意の角度で揺動させて扇形あるいは矩形の改良体を造成する工法である。

ＦＴＪ－ＦＡＮ工法は二重管式に該当し、固化材スラリーを噴射する際にエアを併用するため、排泥施工により近接構造物や周辺地盤への変位影響を抑制できる。

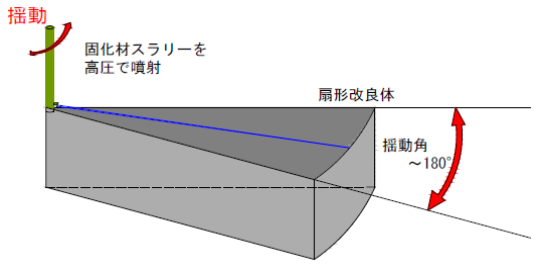


図-1　ＦＴＪ－ＦＡＮ工法の噴射模式図

２．２　従来工法との比較

幅 3m、長さ 15m の構造物直下を高圧噴射撹拌工法で改良する場合を想定し、ＦＴＪ－ＦＡＮ工法による配置

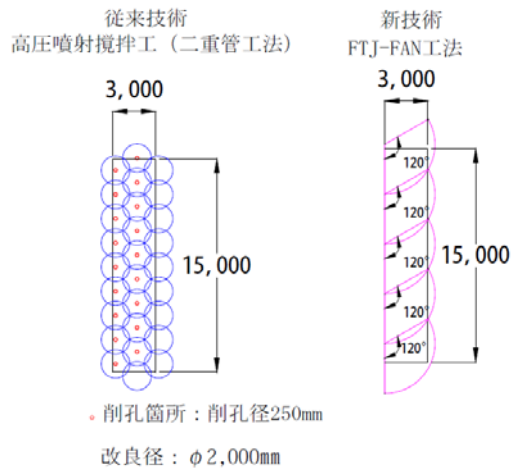


図-2　配置比較例

と従来の高圧噴射撹拌工法（二重管式）による配置の比較を図-2 に示す。ＦＴＪ－ＦＡＮ工法は従来工法と比べて改良体本数を減らすことができ、効率的且つ経済的な配置が可能である。

２．３　施工機械

本工法の主な施工機械構成は、ロッドの貫入を行う施工機械、高圧ポンプ、スラリープラント、セメントサイロ、コンプレッサー、水槽、発電機、バックホウからなる。施工機械は「狭隘地や空頭制限のある箇所でも適用可能なボーリングマシンタイプ」と「機動性・施工能力に富んだ自走式小型施工機」を現場条件に合わせて選定可能である。ポンプと施工機械の離隔は 100m 程度まで対応可能である。

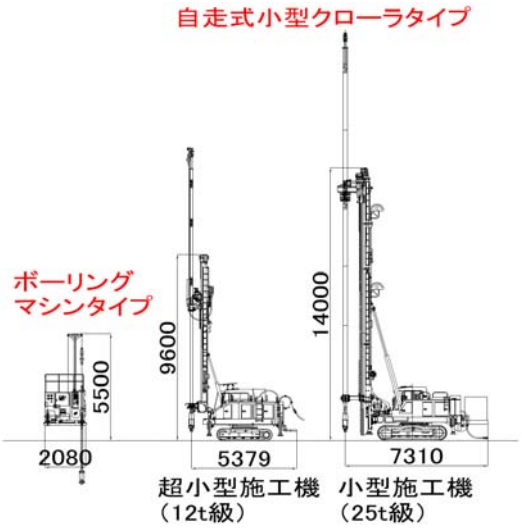


図-3　施工機械

２．４　施工方法

図-4 にＦＴＪ－ＦＡＮ工法の施工フローを示す。①打設位置に施工機械をセットし、②撹拌翼を回転させながら貫入を行う。③所定深度まで貫入したら、④固化材スラリーを噴射し、噴射圧と噴射量が所定の値で安定したら、⑤撹拌翼を所定の角度で揺動させ所定の造成速度で引き上げながら造成を行う。⑥改良上端まで造成したら、⑦スラリーの噴射を止めて空打ち部の引き抜きを行う。

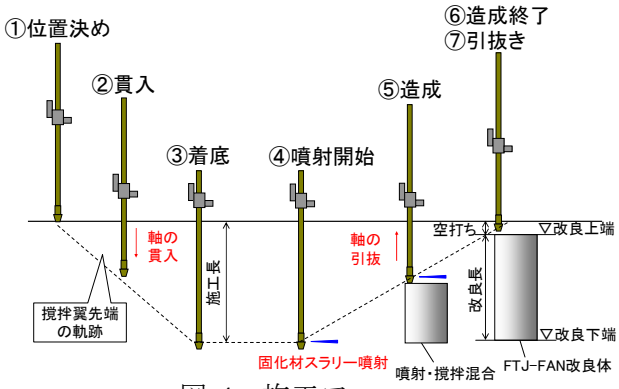


図-4　施工フロー

３　適用事例

３．１　既設堤防直下への適用事例

新潟県内を流れる阿賀野川河口部で既設堤防の耐震化が行われた。土堤の区間ではサンドコンパクションパイル工法や矢板による対策が施されているが、コンクリート構造物である特殊堤防が並ぶ区間では、既存の堤防を生かしながら対策を行う必要があり、また、住宅が近接した狭隘なヤードであることも考慮して堤防の直下を改良することとなった。そのため、サンドコンパクションパイル工法や矢板では施工不可となり、既設堤防直下の必要改良範囲を堤防脇から施工可能な工法としてＦＴＪ－ＦＡＮ工法が採用された。

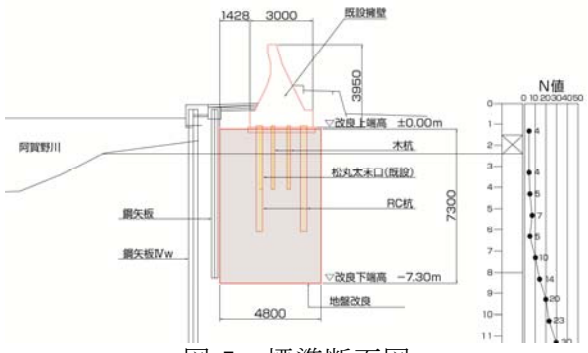


図-5　標準断面図
（既設堤防直下適用事例）

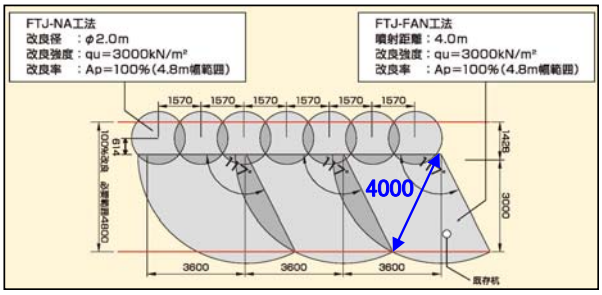


図-6　標準改良配置図
（既設堤防直下適用事例）

しかし、既設堤防は杭で支えられており、杭周辺を含めた一体的な改良が必要となった。通常の高圧噴射撹拌工法では、杭のような支障物があると杭の背面にスラリーが行き届かず、所定の改良ができないことが多い。そこで、ＦＴＪ－ＦＡＮ工法の場合における施工性を確認するため、地盤条件が同等の場所で試験施工を実施した。その結果、杭の背面にもスラリーが回り込んで改良が出来ていることが確認された。その結果を受けて、ＦＴＪ－ＦＡＮ工法による施工を実施した。

施工後には堤防脇のボーリングに加え、斜めボーリングを堤防直下に対して実施し、所定の改良形状が出来ており、また、所定の強度も発現されていることが確認された。

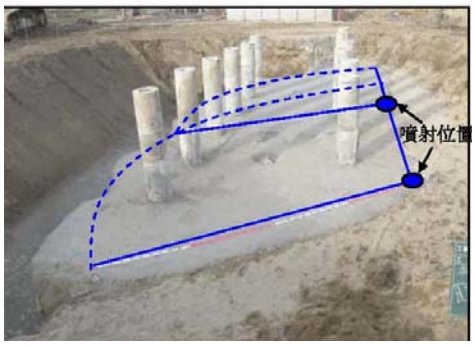


写真-1　試験施工
（杭背面への廻り込み確認）



写真-2　施工状況
（既設堤防直下適用事例）

３．２　既設函渠直下への適用事例

新潟県白根市の推進工による下水道管の新設計画において、推進工の線上に既存 BOX の基礎として松杭が設置されていた。そのため、「推進工の安定掘削」と「松杭掘削後の BOX の支持力確保」のために、高圧噴射撹拌工法が計画されていた。施工方法としては、BOX の上から BOX を掘削しての施工が計画されていたが、BOX は水路として利用されており、また、当該地区は交差点部であり埋設管も多数あるため、計画通りの施工が困難であった。そこで、代替案として BOX の脇から所定の範囲を改良可能で、より施工性の良い工法としてＦＴＪ－ＦＡＮ工法が採用された。



写真-3　施工状況
（既設函渠直下適用事例）

現場はバスの通る交差点であり、交通量も多いため、施工後には早急な復旧が求められた。そこで、固化材スラリーには早強剤を混入し、事前に早強剤の効果を室内試験で確認することで、必要な強度に回復する時間を把握して作業を実施した。

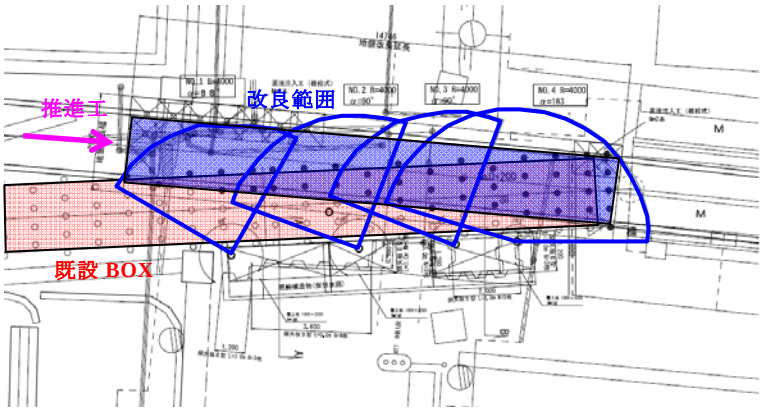


図-7　平面図
（既設函渠直下適用事例）

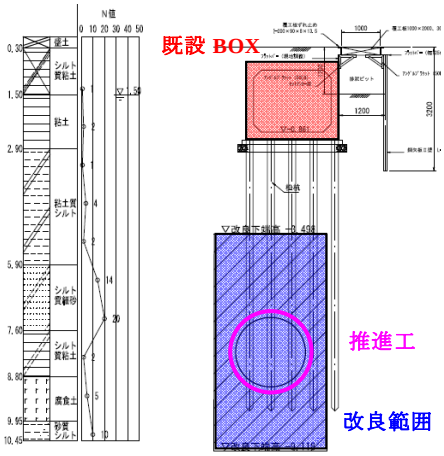


図-8　横断図
（既設函渠直下適用事例）

施工後に推進工を実施したところ、多少抵抗が大きくなるが安定して掘削を行うことができ、基礎松杭を掘削した BOX も沈下などの変位を起こすことなく施工を終えることができた。

３．３　埋設管直下への適用事例

道路盛土内に水道管とガス管が埋設されている箇所で、宅地造成に伴い嵩上げ盛土が実施されることとなり、盛土の基礎地盤が軟弱な粘性土層であったため、沈下に伴う埋設管の破損が懸念された。そのため、沈下対策として高圧噴射撹拌工法が計画された。

改良後の埋設管の沈下量を最小限に抑えるために、改良率 100%の全面改良が必要とされた。従来の工法では、所定の改良率を満たすことができず、また、円形であるため無駄な部分が多く発生した。そこで、効率的に必要な範囲を改良可能となるＦＴＪ－ＦＡＮ工法の矩形タイプが採用された。埋設管直下の改良であるため、施工後に出来形確認ができないことから、施工ヤード内で試験施工を実施し、所定の改良形状が造成されていることを確認してから施工を実施した。

施工中には埋設管の変位を随時観測し、埋設管の沈下はほぼ 0mm に抑えられた。また、施工後に嵩上げ盛土を造成した際にも有意な変位は発生しておらず、埋設管の直下に対して十分な対策効果を得ることができた。



写真-4　施工状況
（埋設管直下適用事例）

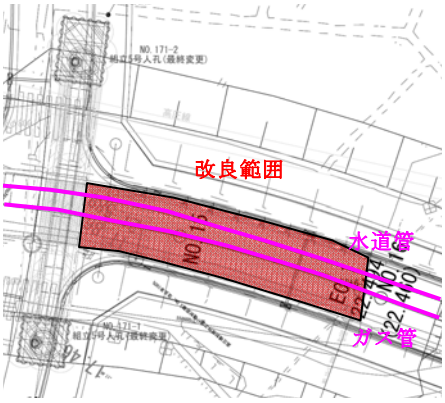


図-9　平面図
（埋設管直下適用事例）

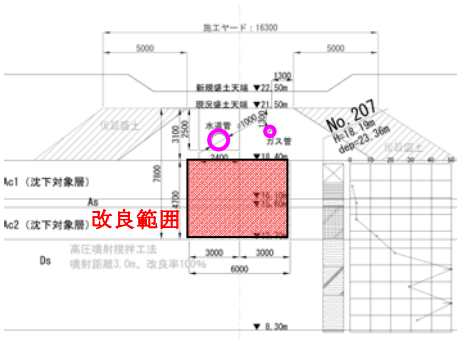


図-10　横断図
（埋設管直下適用事例）


写真-5　試験施工
（出来形確認）

４　おわりに

本稿では、既設構造物の直下に対して効率的な配置、施工が可能な工法としてＦＴＪ－ＦＡＮ工法の紹介を行った。今後、既設構造物の耐震化やリニューアルの事業はさらに増加することが予想され、厳しい条件下での工事に直面する機会も増加すると思われる。今回、紹介したＦＴＪ－ＦＡＮ工法により地盤改良技術の適用範囲が広がったことで、既設構造物の耐震化やリニューアル事業の一助となれば幸いである。

参考文献

1)鈴木亮彦他：揺動式高圧噴射撹拌工法による基礎杭背面への廻り込みに関する考察、第 48 回地盤工学研究発表会、pp.955-956、地盤工学会、2013.7

3Dレーザースキャナーを用いた石切り場の計測について

○中日本ﾊｲｳｪｲ･ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ名古屋㈱　金沢支店　道路技術部　道路技術課課長　巻田　将聡
中日本ﾊｲｳｪｲ･ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ名古屋㈱　金沢支店　道路技術部　構造技術課　三好　直輔
中日本ﾊｲｳｪｲ･ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ名古屋㈱　金沢統括事務所　保全情報管理課課長代理　紙谷　崇

1　はじめに

石川県小松市では、古くから各種石材を産出、利用し、これにまつわる石の文化が広く浸透している。例えば、市内各所には角礫凝灰岩石材の石切り場が点在しており、ここで切り出された石材は石垣(写真－1)、古墳、石橋等をはじめ、国会議事堂や甲子園会館など全国の数々の有名建築物にも使用されている。同市では、これら石の利用の歴史や史跡を文化財として保存するとともに、観光資源として活用する取り組みを始めており、平成 28 年 4 月には文化庁から日本遺産に認定されている。



写真－1　小松市の石材による建築物

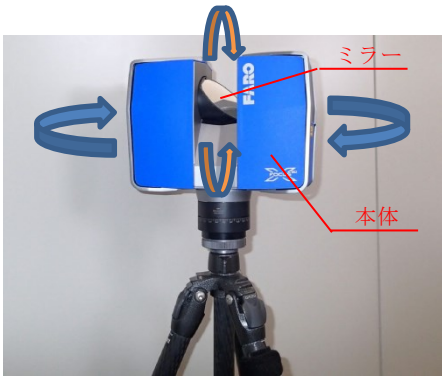
本報告では、小松市のこれら取り組みの一環で、同市鵜川地区の石切り場跡（写真－2）を立体的に表現することを目的に、3Dレーザースキャナーを用いて石切り場坑内を計測し、その計測データから全体像を映像化した業務について述べる。


写真－2　鵜川地区　石切り場

2　3Dレーザースキャナーの概要

2．1　概要

3Dレーザースキャナー（以下、「3Dスキャナー」という。）は、設置位置から目標とする構造物までの距離を 3 次元空間として計測するものである。1 回の計測に要する時間は、標準設定で 7 分程度である。計測方法は、写真－3 に示すように、3Dスキャナー本体およびミラーがおのおの水平方向、鉛直方向に 360° 回転することにより、本体中心部から放射したレーザーが四方の物体を捉え、その位置を 3 次元の点群情報（座標）として収集するものである。



写真－3　3D スキャナの外観

3Dスキャナーの活用の最も大きな利点は、3 次元の座標データを保持するため、任意位置での寸法計測や断面図作成が可能であること、さらに、対象物を任意の視点から鳥瞰できることである。

2．2　3Dスキャナーの特性について

3Dスキャナーはレーザーを放射するため、降雨、降雪、霧という天候条件では、レーザーが乱反射

するためデータ収集ができない。さらに、対象とする構造物が濡れている場合や、水面等も同様に計測ができない。その一方で、今回の石切り場坑内のような照明設備がなく、坑外からの日射も遮られているような完全な暗闇でもレーザーの特性から計測は可能となる。

２．３　計測時の留意点

計測の際、対象構造物の形状や周辺の状況によっては死角が発生することがある。この死角を解消するためには、3Dスキャナーの据付位置を盛替えて別な方向から計測する必要がある。3Dスキャナーの盛替え時には、写真－4 に示す基準となるターゲット球（白色球体φ14 ㎝）を、計測ポイント間に最低 3 つ配置しなければならない。これは、各盛替え地点ごとに計測した点群座標データを結合する目印となるもので、後のデータ処理作業で自動結合するために利用されることとなる。



写真－4　橋梁の計測状況

また、3Dスキャナーの設定にもよるが、設置位置からの距離が大きくなるほどレーザーは拡散し、データ収集間隔（座標間隔）が広くなるため、緻密さは失われてくる。よって、レーザーがターゲット球を捉えるためには、標準設定で 3Dスキャナーとターゲット球の距離を 18m以下にするように、3Dスキャナーの盛替え位置、ターゲット配置を十分に計画する必要がある。

３　計測計画

３．１　石切り場坑内の状況

今回計測対象とした石切り場は、測量結果や図面、スケッチ等の資料が現存せず、全体像が不明のまま作業が始まった。

現地踏査の結果、石切り場は山岳内に掘られ、蟻の巣状で横穴、枝分かれしており、延長は 200m程あった。また、坑内の通路断面は、写真－5 のように高さ 2～4m、幅 2～3m程度で、切り出された石の残骸が多数転がっていた。また、入口を除き内部は真暗闇であり、奥に進むにはヘッドライト、懐中電灯の明かりを頼りに頭上、足元ともに注意する必要があった。



写真－5　坑内の通路状況

３．２　計測作業における課題

弊社におけるこれまでの 3Dスキャナーによる計測の実績は橋梁、のり面、擁壁等で、これらは構造物全体が見渡せること、また、3Dスキャナーの盛替え位置を比較的容易に設定できたため、ターゲット球は 5 個程度で対応が可能であった。しかし、単純な一筆書きでの計測機器の盛替えでは点群座標データの合成が困難であると予測された。限られた作業日数で図面もない状況で、効率的かつ確実な計測を行うためには、3Dスキャナーの設置位置に対して、ターゲット球をいかに適切な位置に配置すべきかが課題であった。

３．３　対応策と計測計画

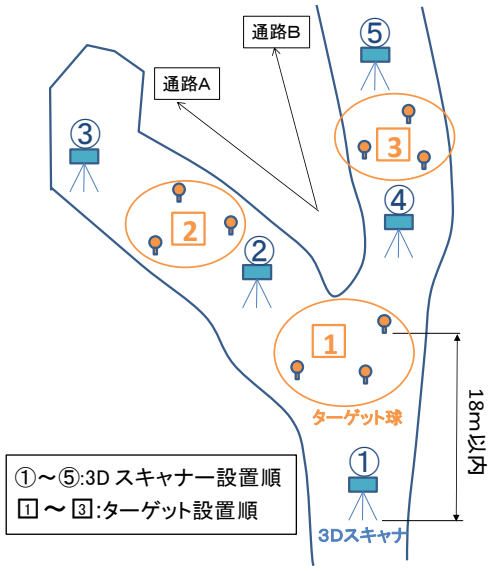
前述の課題に対して、 3Dスキャナーおよびターゲット球を適切に配置し、効率的に盛替えながら

計測を行うためには、ターゲット球数を多くすることが有効であると考えた。この多数のターゲット球使用を前提とした基本的な計測の順序をⅠ～Ⅴ、および図－1 に示す。

Ⅰ.①3Dスキャナーおよび[1]ターゲット球を配置し計測を行う。この際、お互いの距離を 18m以内とする。(以後、お互いの距離は 18m 以内)

Ⅱ. 通路 A を計測するため、②3Dスキャナーに盛替える。次の③3Dスキャナー計測に備え、新たに[2]ターゲット球を配置し、②3Dスキャナーの計測を行う。

Ⅲ. 次に、③3Dスキャナーに盛替えるが、通路 B とのデータ合成のために[1]ターゲット球を存置したままとし、③3Dスキャナーを計測する。



図－1　基本的な計測パターン

Ⅳ. 通路 A の計測完了後、④3Dスキャナーに配置し、存置した[1]ターゲット球および⑤3Dスキャナー計測に備え、[3]ターゲット球を配置し、④3Dスキャナーを計測する。これより、各通路の枝分かれ部の点群座標データ合成が可能となる。

Ⅴ. その後、順次 B 通路の計測を行う。

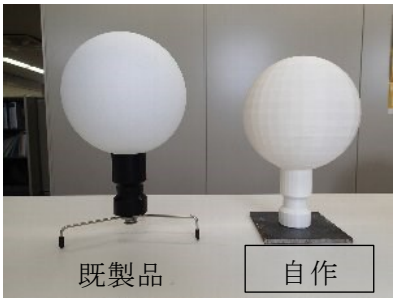
以上のように、枝分かれ部にターゲット球を存置することにより、両通路の合成が可能となる。よって、枝分かれが連続するとそれに伴いターゲット球が多く必要となる。

また、3Dスキャナーとターゲット球の距離を短くする(目視で 18m以内であることが分かる距離)ことにより、距離計測作業を省き、さらに、ターゲット球を多く使用することにより、先行してターゲット球の配置が可能となり時間削減が図れると考えた。今回、現地状況からターゲット球は約 20 個程度必要と判断した。

4　計測の実施と成果

4．1　事前準備

前述のように、新たに 20 個のターゲットが必要となった。これに対し、既製品のターゲット球は高価（50,000 円/個）であるため、弊社所有の 3Dプリンターを活用し、安価なターゲット球を自作した。これの作成時間はおよそ 25hr/2 個、費用は 1 個 4,000 円程度である。既製品のターゲット球と 3Dプリンターによるターゲット球を写真－6 に示す。



写真－6　ターゲット球

4．2　計測の実施

現地計測は、現場統括者 1 名、計測実施者 1 名、ターゲット球配置者 1 名の計 3 名で行った。各役割は、まず、現場統括者が 3Dスキャナーの設置位置について、出来るだけ見通しのよい 2 点を定めマーキングした。その後、ターゲット球配置者は、この 2 点より死角とならない位置で、かつ 18m 以内を目安にターゲット球を配置した。最後に、計測実施者がマーキング位置に 3Dスキャナーを設置し計測を実施した。あとは、この繰返し作業である。この結果、3Dスキャナーを計 29 回 盛替し計測

することで、坑内の全貌を詳細に把握することができた。

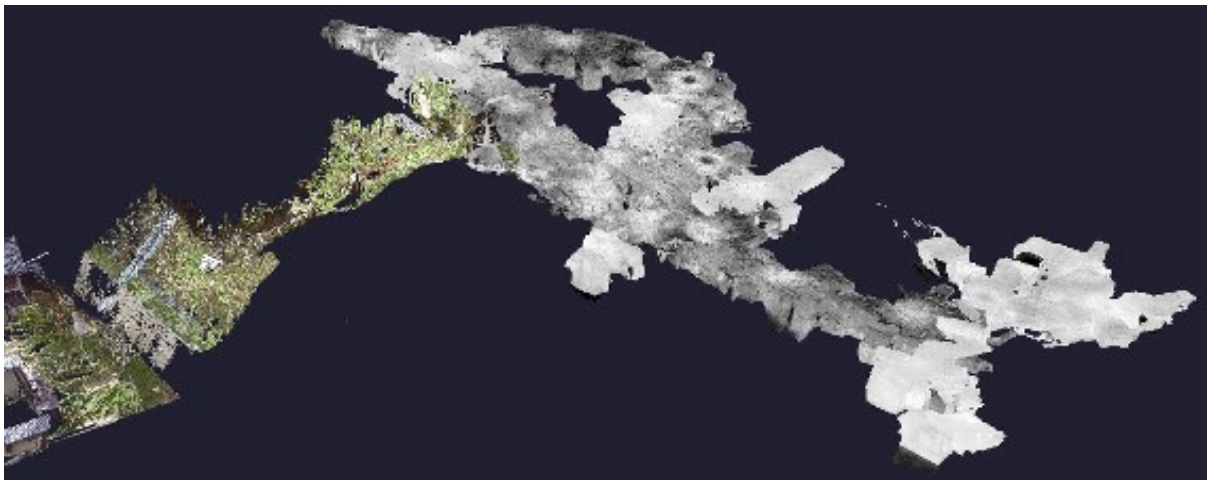
４．３　計測の成果

計測の成果について、図－2 は左側が手灯りのみの写真画像、右側が手灯りなしの点群座標データである。写真画像は暗く、不鮮明なことに対し、点群座標データでは灯りなしでも鮮明に形状を捉えることができている。


坑内のデジカメ写真画像　　坑内の点群座標データ画像

図－2　坑内の画像比較

図－3、4 では、坑内の状況を高精度で立体的に表現することができている。また、これとは別に視点を自由に設定できる専用ソフトと組み合わせることで、外観の周遊のみならず、あたかも人が坑内に沿って歩行しているような映像を作成し成果品として納めている。これら成果品は、小松市の日本遺産認定イベントで活用され、視覚的で分かり易いため好評であった。



図－3　合成点群座標データによる鳥瞰的全体像



図－4　合成点群座標データによる断面画像（図 3 の右方向からの視点）

５　おわりに

今後の点群座標情報の活用方法として、地すべりなど構築物の変状前後の比較や、三角網による点から面への変換（ポリゴン化）によるバーチャルリアリティー映像化が考えられる。さらには、3Dプリンターへの出力を行い縮小模型の作成等、活用方法の拡大を図りたいと考えている。

3Dスキャナーは最新の技術であり成長が期待される一方で、土木分野としての利用範囲は限定的である。さまざまな構造物に 3Dスキャナーを活用することにより、広くこの技術を広め、事業の効率化、業務の発展に寄与していきたい。

第2会場

第Ⅰグループ

ウォータージェット削孔による長尺補強鉄筋の挿入工法

○ 佐藤工業株式会社　東京支店　向原作業所　現場代理人　　岩橋　公男
佐藤工業株式会社　土木事業本部　設計部　第一設計課長　　斎藤　達也

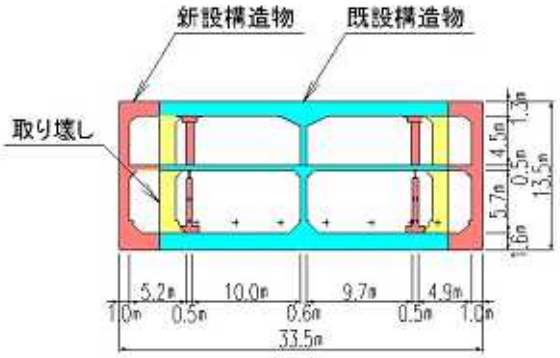
1　はじめに

ウォータージェット削孔による長尺鉄筋の挿入工法の開発は，現在施工中の東京地下鉄㈱における有楽町線小竹向原・千川間連絡線設置向原工区土木工事において行われた.

1．1　開発の目的

1．1．1　工事概要

本工事は、東京地下鉄有楽町線の小竹向原駅から千川駅間に，和光市方面と新木場方面（有楽町線）を結ぶ連絡線を新たに設置し，練馬方面と渋谷方面（副都心線)，和光市方面と新木場方面（有楽町線）を結ぶ列車の運行経路の平面交差を解消し，列車の安定輸送を目的とする工事である.



図－1　工事概要　断面図

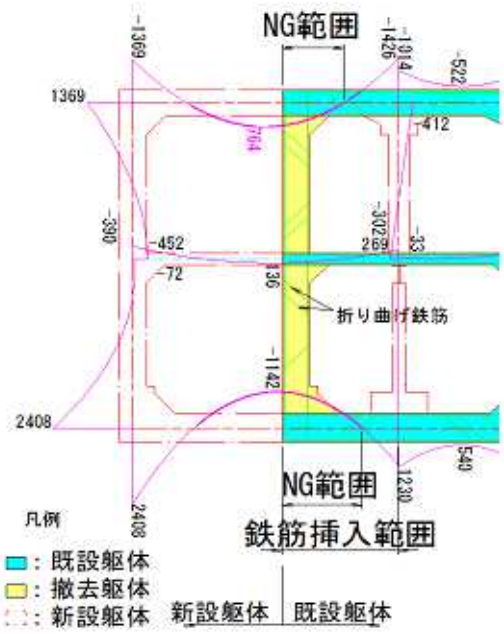
1．1．2　工法の目的と概要

本工法は，本工事において下床版の鉄筋量不足解消を目的として開発し，採用した.

本工事は既設構造物の側壁を撤去し，新設構造物を接続し拡幅を行うが（図－1)，既設の配筋は折り曲げ筋を使用し圧縮側の鉄筋を少なくしていた為，拡幅時の発生応力が許容値を超え，図－2のように，鉄筋量が不足する箇所が発生することが明らかになった.

施工箇所は，既設構造物内を営業線が通っていること，工程厳守の施工条件を考慮し,補強対策を検討した結果,既設構造物内に不足する鉄筋量を長尺のアンカー鉄筋で補うこととした.

そこで「ウォータージェット（以下 WJ）削孔による鉄筋の挿入」を採用することとした.



図－2　既設配筋と断面力合成

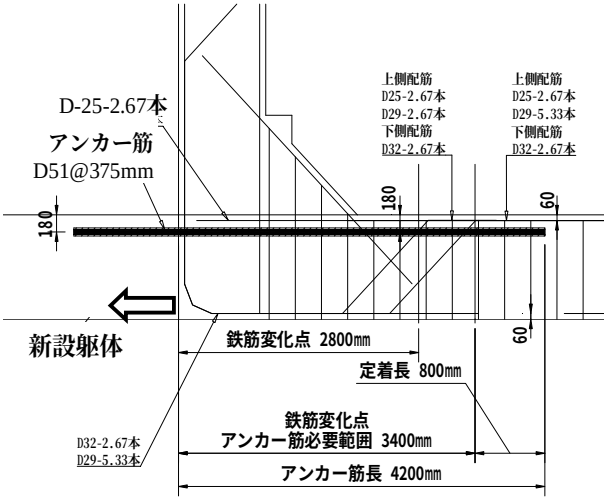
補強アンカー鉄筋は，概要を図－3に示すように既設構造物内への削孔可能な位置を確保することから，かぶりを 200mm 程度と大きくとり，削孔本数を抑えるため鉄筋径を D51 とした.

２．１　ＷＪ工法による削孔

２．１．１　ＷＪ工法の採用

補強アンカーの必要鉄筋径は D51，長さは 4.2m，4.7m とされた．従来，この程度の鉄筋径・長さ　の削孔はコアボーリング工法が考えられたが，既設の鉄筋を切断してしまう可能性があった．

今回の補強範囲は，延長で 70m区間が対象であり，これだけの区間の鉄筋を損傷することは避けなければならない．そこで，WJ 工法による削孔を検討するため試験施工を実施した．

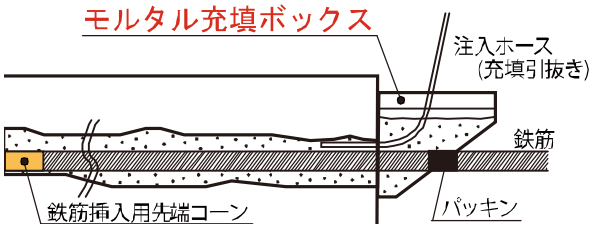


図－３　下床版補強アンカー概要図（変電所型）

２．２　ＷＪ削孔試験施工

２．２．１　削孔確認

従来，WJ の削孔長の実績は 2m程度までであったため，新たに開発された超高圧水削孔ノズル，WJ 削孔装置，鉄筋固定方法を用いた試験施工を行った．試験は，既設配筋を再現した構造物（試験体）を作成し，削孔精度，削孔速度，既設構造物への影響等を検討した．



図－４　モルタル充填・鉄筋挿入方法

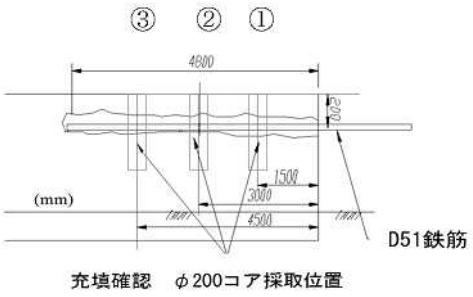
その結果，削孔長最大 5m（約 60 分），削孔径φ65～φ120mm，挿入鉄筋径最大 D51 の適用範囲が確認でき，また，コアボーリングと異なり，孔内面が凹凸で，削孔排出物がヘドロ状にならないことから鉄筋の付着強さが期待できることが確認された．

２．２．２　モルタルの充填性確認

モルタル充填は削孔穴内にエアーを残さないよう流動性が高く，耐震補強でも実績が多い高流動無収縮モルタルを使用し，図－４に示すように，削孔後の鉄筋を挿入する前に孔内を充填させて鉄筋を挿入する方式とした．

試験施工においては，削孔面から 1.5・3.0・4.5m の位置でコアを採取し，充填状況を確認するとともに，引張り試験を実施し，アンカー性能を確認した．

充填確認のサンプリング位置および採取コア状況写真を図－５，写真－１に示す．



図－５　充填確認サンプリング位置

２．３　実施工におけるＷＪ削孔による長尺鉄筋挿入

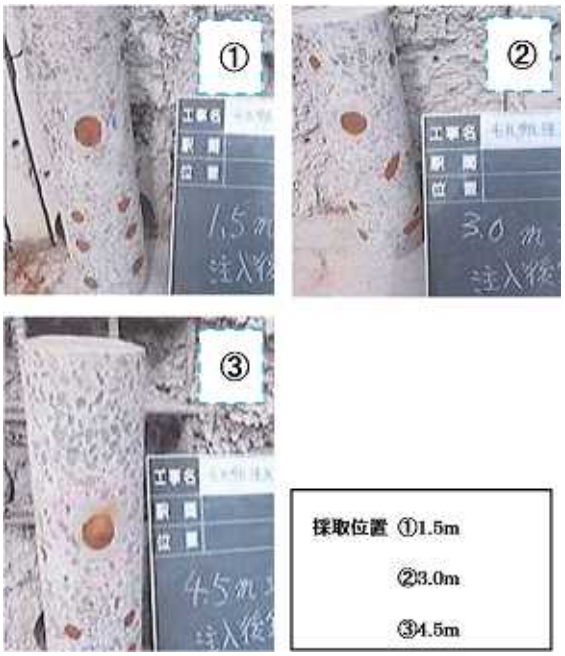
２．３．１　施工条件

(1)　使用機材

使用資機材一覧を表－１に，WJ 削孔装置を写真－２に示す.

表－１　使用器材一覧

機械名称	仕様･用途
超高圧水発生装置	155MPa、300HP、max83L/min
WJ削孔装置	φ75～φ95mm、L=4.8m
超高圧ホース	250MPa対応、送水長100m
水タンク	10m^3　給水用
コンプレッサー	ノズル回転用
水中ポンプ(給排水) 集水ポンプ(排水)	



写真－１　各採取位置におけるコア状況

(2)　削孔仕様

施工試験の結果から，本施工における削孔の仕様を以下のように決定した.

① 噴射圧力・・・・・・・・・・・140MPa
② 噴射吐出量・・・・・・・・・・83 ﾘｯﾄﾙ/min
③ ノズル回転数・・・・・200rpm～300rpm
④ 計画穿孔径・・・・・・φ65mm～75mm
⑤ ノズルボデイー径・・・・・・・50mm
⑥ 穿孔深度・・・・・・・・・・4.3m、4.8m



写真－２　ＷＪ削孔装置

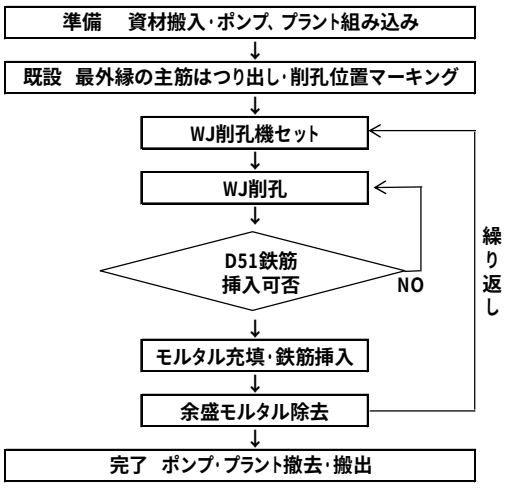
(3)　施工数量

① 削孔深さ　4.3m（変電所型）　…　52 本
② 削孔深さ　4.8m（換気室型）　…　54 本

２．３．２　施工フロー

施工フローを表－１に, 既設鉄筋の支障状況を写真-３に示す.

削孔位置は既設側の配筋図をもとに決めたが，組み立て精度にばらつきがあり，鉄筋が挿入できず何度も再削孔を行う箇所が多くあった．再削孔は，別の箇所で削孔し直す（既設主鉄筋位置をずらす）方法と，同じ孔を使用して若干の角度（水平）をつけて行うという方法をとった.



表－１　施工フロー

３．１　施工結果

３．１．１　ＷＪ削孔について

WJ 削孔の場合，鉄筋を損傷しないため，削孔中に鉄筋に支障した場合は，削孔位置を変えるなど再削孔を行ったが，すべての本数を削孔・鉄筋の挿入を完了することができ，この工法の有効性を確認できた.



写真－３　既設鉄筋の支障状況

３．１．２　モルタル充填，鉄筋挿入について

モルタルの充填は，試験施工と同様（前述図－４）に，先に孔内にモルタルを充填し，後から鉄筋を挿入することとした.そのため，孔内からモルタルがこぼれないように，また，充填高さ以上にモルタルを保つために充填ボックスを作成し，取り付けを行った（写真-４）.

モルタルについては耐震補強工事での実績が多い，高流動無収縮モルタルであるプレミックスタイプを使用した.



写真－４　モルタル充填ボックス

４．１　まとめ

今後，耐震基準の見直し等，既設構造物の改築は増加していくことが予想され，アンカー筋挿入による補強は重要な施工法である．今回の施工では，既設鉄筋を損傷させることなく，5m の長尺鉄筋にも対応でき，従来のコアボーリング工法と比較して倍以上の施工速度が実証された.（表－２）

ここで紹介した､「ウォータージェット削孔による長尺アンカー鉄筋挿入工」は、東京地下鉄株式会社，メトロ開発株式会社，コンクリートコーリング株式会社と共同開発した技術であり，４社による特許を取得している.

表－２　従来工法との比較

	本工法 ウォータージェット削孔	従来工法 コアボーリング削孔
既設鉄筋	損傷しない	当れば切断
削孔速度	60分／4.8m（鉄筋支障なし） 136分／4.8m（今回の平均） （従来WJの削孔長は2m程度）	300分／4.8m （通常の場合）
鉄筋との付着	削孔内面が凸凹なため、 付着強度が発揮しやすい	削孔内面は平滑、孔内洗浄の程度により、WJより劣る可能性が高い
削孔排出物	ヘドロ状とならない	排出水の処理が問題
削孔精度	問題なし	問題なし
施工ヤード	WJポンプの施工ヤードが必要	主要機械はコアボーリング機械だけ、特に必要としない
削孔水量	大量の削孔水が必要 （今回　10m^3 タンクを設置）	通常の水道水程度
騒　音	WJポンプが騒音源となる	特に問題なし

謝辞

本工事に際し，ご指導ご協力頂きました東京地下鉄株式会社をはじめコンクリートコーリング株式会社の関係者の皆様に感謝の意を表します.

参考文献

岩橋，斎藤：ウォータージェット削孔による長尺アンカー鉄筋の挿入工法について，土木学会第 69 回年次学術講演会，pp1159-1160，2014.9

泥土リサイクル技術　ボンテラン工法

○株式会社宮地組　課長　橋本　和義
東北大学大学院環境科学研究科　教授　高 橋　　弘
株式会社森環境技術研究所　所長　森　　雅 人

１．はじめに

国土交通省では，有機物を含む泥土の再資源化について下記に記す技術的指針を示している[1)]．

『盛土材料に含まれる有機物が腐敗することにより盛土の沈下の原因となることがある．一般的には，土をよく締固めることで土中の有機物が腐敗するには不利な条件となることから，入念な締固めを実施することで対策が可能と考えられるが，現時点での知見では，盛土材料に含まれる有機物量と沈下量の関係を定量的に評価することは困難である．このため，今後，有機物と沈下量の関係を評価する指針や基準が定められた場合は，それに従うものとする．』

以上の技術的指針を踏まえ，本報では盛土構造物内の有機物の腐敗とその抑制方法について報告する．

２．有機物の腐敗

土壌における有機物分解では糸状菌の役割が大きい．特に糸状菌の中でも担子菌には，リグニンやセルロースを強力に分解できるものが多い[2)]．

自然環境下で嫌気的部位ではセルロースなどの高分子は異なる代謝系をもった細菌群の共同作業として分解を受け，嫌気性条件下で硫酸塩還元菌（SRB菌）とメタン細菌が分解の最終段階を担っている．

硫酸イオン（SO_4^{2-}）の存在下では硫酸塩還元菌が優先し，硫化水素（H_2S）を発生させ，硫酸イオン（SO_4^{2-}）の非存在下ではメタン細菌が優先し，メタン（CH_4）を発生させる[3)]．

つまり，有機物を分解し，最終的に気中にガス化放出するまでに関与する大まかな微生物は糸状菌（担子菌）→硫酸塩還元菌およびメタン細菌となる．糸状菌（担子菌），硫酸塩還元菌およびメタン細菌の一般的な成育環境を表-1に示す．

表-1　糸状菌，硫酸塩還元菌およびメタン細菌の一般的な成育環境

種別 ＼ 生育条件	糸状菌[4)]	硫酸塩還元菌[5)]	メタン細菌[6)]
温度	10℃～25℃	15℃～45℃	27℃～35℃
pH	4.0～6.0	6.5～8.0	6.5～7.5

表-1に示すとおり糸状菌，硫酸塩還元菌およびメタン細菌は中温菌であり，水素イン濃度(pH)は4～8の中性生育菌であることが分かる．

メタン（CH_4）は，常温・常圧下で無色・無臭の気体であり，空気より軽く相対蒸気密度（空気=1）は0.555である．

一方，硫化水素（H_2S）は最も簡単な硫黄化合物である．空気より重く無色の水溶性の有毒な気体で，腐敗した卵に似た特徴的な強い刺激臭があり，目，皮膚，粘膜を刺激する．このため，「不快なにおいの原因となり，生活環境を損なう恐れのある物質」として，悪臭防止法施行令第１条で「特性悪臭物質」に指定されており，700ppmを超えると即死するとされる[7)]．

３．硫化水素抑制対策

盛土材料に含まれる有機物が腐敗し，ガス化することについては上述のとおりであるが，特に硫化水素（H_2S）が発生した場合，空気より重いことで盛土のり尻に滞留した場合，付近住民の健康被害が懸念される．

したがって，著者らはまず，硫化水素発生抑制対策について検討した．井上[8)]の研究結果から，ヘドロに含まれる有機物が最終分解し，高濃度硫化水素が発生するためには，表-2に示す硫化水素発生の条件が全て満足される必要があると考察される．換言すると，下記５条件のうち一つでも満足させない状

態を作り出せば高濃度の硫化水素は発生しないことになる．

表-2　硫化水素発生の条件

①硫酸塩（S イオン）の存在
②硫酸塩還元菌（SRB 菌）が存在する
③硫酸塩還元菌が増殖するに足る有機物の存在
④硫酸塩還元菌が増殖するに適当な環境が保持されている
⑤発生した硫化水素ガスを捕捉する物質が存在しない

3.1 硫化水素発生確認試験

実験では硫化水素発生抑制効果の検討に先立ち，表-2 に示す硫化水素発生の条件に従い環境を整え，硫化水素の発生を確認した．

本実験に用いた装置の概略図および実験開始前（0 日目）と実験終了時（40 日後）のサンプルの様子を図-1 に示す．硫酸塩還元菌は酸素のない環境（酸化還元電位が-100mV 以下）で生育できるので，ガラス瓶にゴム栓でしっかり蓋をし，ガラス瓶内を窒素で充填することにより実験環境内を嫌気性に保持した．

ゴム栓には，ガラス管が 2 本設置されており，ガラス管を通して硫化水素濃度を測定した．

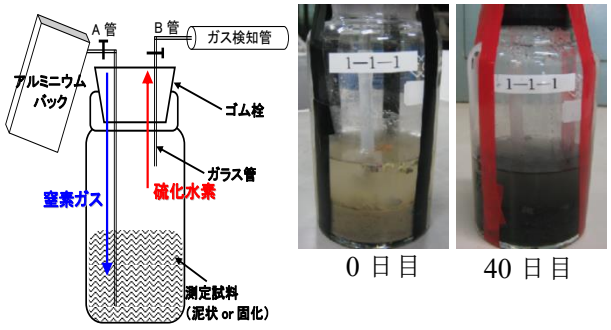


図-1　実験装置概略図，0 日目および 40 日目の試料

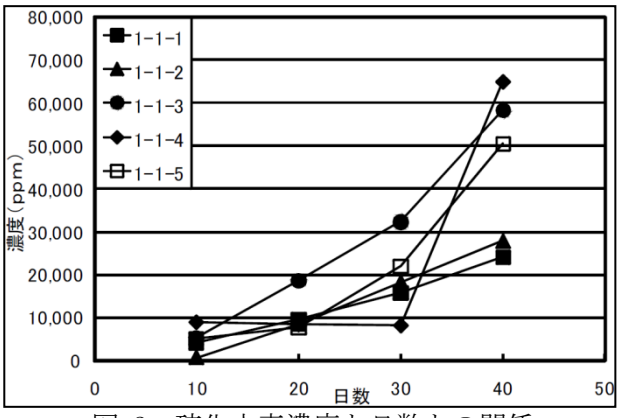


図-2　硫化水素濃度と日数との関係

図-2 に硫化水素濃度と日数との関係を示す．その結果，日数の経過とともに硫化水素濃度は増加し，60,000ppm（致死量 700ppm）を超える硫化水素の発生を確認した [9]．

3.2 硫化水素発生抑制試験

硫化水素発生の 5 条件のうち①～③の条件を制御することはほぼ不可能に近い．そこで，④に注目して「硫酸塩還元菌が増殖するに適当な環境」を pH の観点から変化させて硫化水素ガスの発生抑制手法について検討した．

実験では，硫酸塩還元菌の生育環境 pH を 9，10，11 に調整し，pH 毎の硫化水素発生濃度を測定した．その結果を図-3 に示す．この図に示されるように，pH が増加するにつれて発生する硫化水素濃度は減少し，特に pH11 に調整した試料では硫化水素が検出されず，高い抑制効果が確認された [9]．つまり，盛土内部に含まれる有機物の腐敗（ガス化）を抑制するには，相当の期間盛土内部の pH を 11 以上に保持することが重要な課題となる．

また，メタン細菌の pH における生育環境も中性生育菌と確認されているため，pH を 11 以上に保持することでメタンガスも高い抑制効果が期待される．

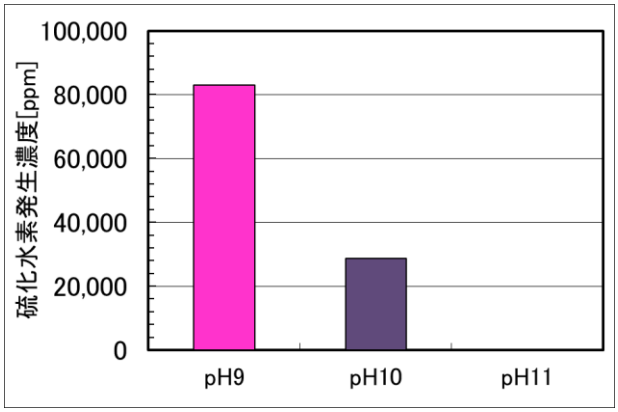


図-3　pH と硫化水素発生濃度の関係

4．ボンテラン改良土のアルカリ保持性能試験

泥土を有効利用する際，一般的な工法としてセメントや石灰等の固化材を添加・混合する安定処理工法がある．一方，著者らが開発したボンテラン工法とは，従来盛土としての使用が不適とされてきた有機物を含む泥土に，繊維質系泥土改良材「ボンファ

イバー」と固化材を投入・撹拌することにより，取扱い性の向上（ハンドリング）・高耐久性および高耐震性等の機能を付加して，これらを積極的に地盤材料に再資源化する工法である．現在，全国で約 400 件，63 万 m^3 の実績を得ている．

4.1 乾湿繰返し試験

改良土の耐久性を評価するため，表-3 に示す独立行政法人土木研究所が規定した乾湿繰返し試験に準拠し，安定処理土とボンテラン改良土に対して乾湿繰返し試験を実施した．

その結果，図-4 に示すとおり安定処理土はサイクルの進展に伴い，乾燥収縮により亀裂が発生して劣化したが，ボンテラン改良土は図-5 に示すとおり乾湿繰返しを受けても劣化せず，極めて高い耐久性を示すことが確認された．また，図-6 に示すように安定処理土はクラックが生じ，改良土内部のアルカリの溶出が長期にわたり，改良土内部の中性化が懸念される．

一方，ボンテラン改良土は図-7 に示すようにクラックが生じないために，改良体内部からの長期にわたるアルカリ等の溶出懸念がない．すなわち，ボンテラン改良土内部は高アルカリ環境を長期間保持することが確認された [10]．

4.2 人工降雨試験

図-8 に人工降雨機および試料状況を示すが，締固めの有無およびセメント添加量を変化させたボンテラン改良土に人工降雨機により 50 年相当の降雨を与えた後，改良土内部の pH を測定した．図-9 に降雨年数と改良土 pH の関係を示すが、締固め無しの試料は改良土内部の pH が徐々に低下してしまうが，締固めを実施した試料ではセメント添加量に拘わらず改良土内部の pH は 11 程度となり，高アルカリ環境を保持することが確認された [11]．

4.3 酸性雨模擬試験

酸性雨によるボンテラン改良土の pH 変化を確認するため，図-10 のとおり，約 160 年分の降雨量に相当する酸性雨を模擬した溶液にセメント添加量を変化させたボンテラン改良土を 7 日間浸漬させた後，改良土内部の pH を測定した．図-11 に浸漬日数と

表-3　乾湿繰返し試験方法

試験方法			
試験項目	供試体	乾湿1サイクル	確認項目
乾湿繰返し試験	φ5×10 cm	40℃炉乾燥2日 20℃水浸1日 の合計3日	・所定サイクル終了後、一軸圧縮試験(JIS A 1216)の実施 ・各サイクルの乾燥後、水浸後の供試体の状況観察、写真撮影



安定処理土の乾湿繰返し試験状況
（2 サイクル終了時、W_0=105%）

安定処理土はクラックが発生し、2 サイクル終了時にほとんどの供試体が崩壊した．

図-4　乾湿繰返し試験結果（安定処理土）



ボンテラン改良土の乾湿繰返し試験状況
（10 サイクル終了時、W0=105%）

ボンテラン改良土は乾湿繰返しを受けてもすべての供試体においてクラックの発生が無い

図-5　乾湿繰返し試験結果（ボンテラン改良土）



図-6　安定処理土の模擬堤防クラック状況



図-7　ボンテラン改良土の模擬堤防耐久性状況



図-8　人工降雨機および試料状況

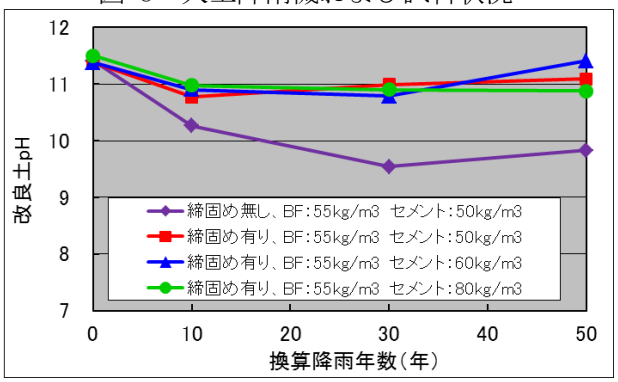


図-9　降雨年数と改良土 pH の関係

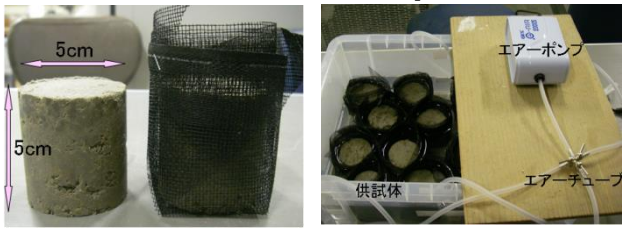


図-10　供試体と試験状況

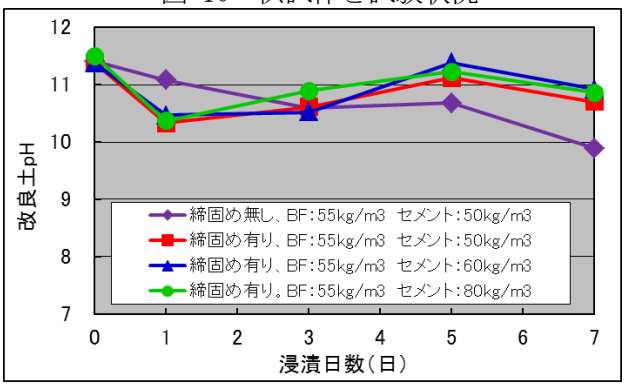


図-11　浸漬日数と改良土 pH の関係

改良土 pH の関係を示すが、締固め無しの試料は改良土内部の pH は徐々に低下し最終的には pH=10 を切ってしまうが，締固めを実施した試料ではセメント添加量に係わらず改良土内部の pH は 11 程度となり，高アルカリ環境を保持することが確認された [12].

4.4 ボンテラン改良土の長期安定性についてのまとめ

上記確認試験の結果，ボンテラン改良土は乾湿繰返し耐久性が高く，改良土にクラックが入らないことから改良土内部は高アルカリ環境を長期間保持することが確認された．また，自然環境による長期的な安定性を検証するため，人工降雨試験と酸性雨模擬試験を実施した結果，約 50 年相当の降雨および約 160 年相当の酸性雨に暴露されても，改良土内部は高アルカリ環境を保つことを確認した．したがって，施工時にセメントや石灰等のアルカリ系固化材を均一に混合し，十分に転圧・養生を施したボンテラン改良土内部は，長期間高アルカリ環境を保持するため，ボンファイバーおよび泥土に含まれる有機物は分解せず，ガスの発生や減容化が発生しないことが明らかになった．

５．むすび

ボンテラン工法は，有機物を含む泥土（ヘドロ）の再資源化工法として最適であり，これまで多数の実績を有する．本工法の特徴を広く発信し、有機物を含む泥土の再資源化に貢献していきたいと考えている．

参考文献

1) 国土交通省 都市局 都市安全課：迅速な復旧・復興に資する再生資材の宅地造成盛土への活用に向けた基本的考え方，pp1-9，2012. 3.
2) 服部勉, 宮下清貴：土の微生物学, 養賢堂, pp57-58.
3) 同上 pp63-64.
4) 同上 P13.
5) 井上雄三：安定型最終処分場における高濃度硫化水素発生機構の解明ならびにその環境汚染防止対策に関する研究，（独）国立環境研究所，P8.
6) 佐藤禎一：嫌気処理装置を効率的に運転する最適な環境づくり，栗田工業株式会社 KCR センター
7) 井上雄三：安定型最終処分場における高濃度硫化水素発生機構の解明ならびにその環境汚染防止対策に関する研究，(独) 国立環境研究所，pp2-3.
8) 同上 P8.
9) 金濱弘和，高橋弘，森勇人，森雅人，西村宏之：廃石膏ボードを利用した土質改良に関する研究ー硫化水素の発生抑制技術についてー，pp2-6.
10) 森雅人，高橋弘，熊倉宏治：繊維質固化処理土の乾湿繰り返し試験による耐久性に関する実験的研究，資源・素材学会　資源･素材学会誌「資源と素材」2005　2, 3，Vol. 121，pp. 1-7
11) 金濱弘和：廃石膏ボードを利用した新しい土質改良工法に関する研究，東北大学大学院環境科学研究科環境科学専攻　修士論文 pp73-83.
12) 同上 pp96-99.

自然由来ヒ素汚染土壌の鉄粉による分離浄化処理工法の適用拡大

前田建設工業株式会社　土木技術部　チーム長　○山本　達生
土木技術部　リーダー　　岩田　将英

1　はじめに

ヒ素元素分布(図-１参照)[1)]を３次元表示すると，日本全国にヒ素元素が分布しており，重金属による土壌汚染問題は身近な問題であることが理解できる．

また，自然由来のヒ素が土壌環境基準(0.01mg/L)を超過する事例として，新潟平野の沖積堆積物中に挟在する泥岩質層や，関東平野の上総層群土丹層等が挙げられる．ヒ素が濃縮した土壌は，有機物やコロイド状の細粒含水鉄酸化鉱物の凝集による沈殿や，自然の生物(生物，微生物)活動による生態系での食物連鎖の影響により存在すると考えられ，砂・シルトに比較して粘土・腐植土で濃度が高くなる傾向がある[2)]．

一方，近年，地下構造物が輻輳する大都市圏では，大深度地下での建設工事が増加し，その過程で遭遇する自然由来ヒ素汚染土の処分方法が大きな課題となっている．ヒ素濃度は前述のとおり粒径が細かい土壌で高くなる傾向があるため，泥水式シールド工法で発生する廃棄泥水を対象としたヒ素浄化工法を開発し，その適用性を実証プラントにより検証した結果を，平成 27 年度「建設技術報告会」で報告した[3)]．

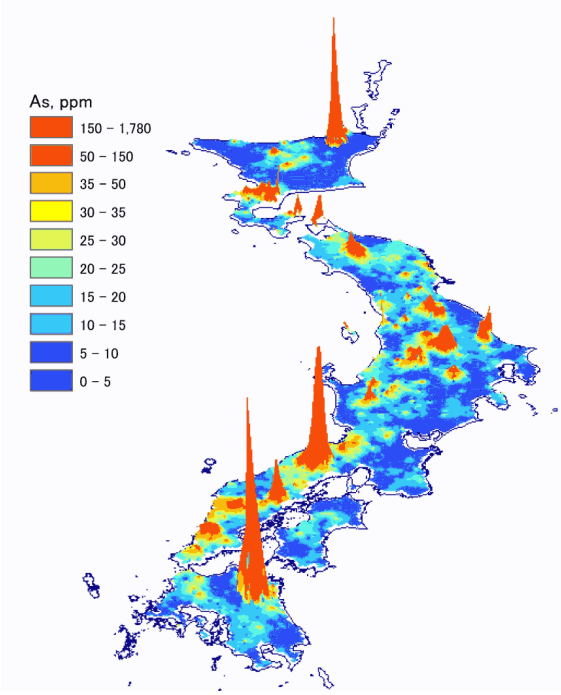


図-１ ヒ素元素の分布図

本報告は，泥水式シールド工法向けに開発した既報告のヒ素浄化工法を，実際の泥水固化処理工事で生じた廃棄泥水浄化処理に応用展開したので，その結果について述べるものである．

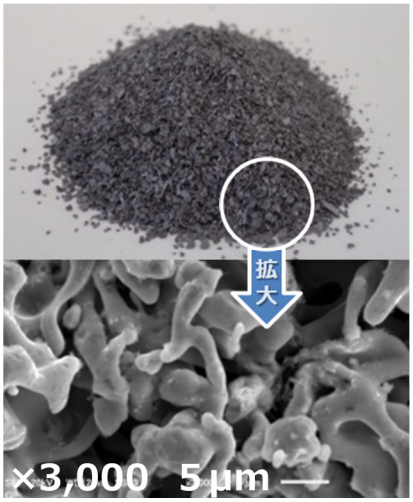


写真-１ 特殊鉄粉の形状

2　ヒ素浄化工法について

泥水固化工事のため自然由来ヒ素汚染地盤を改良した場合，廃棄泥水に溶け出したヒ素イオンが土壌環境基準を超過する要因になるため，鉄粉に廃棄泥中のヒ素イオンを吸着させた後，廃棄泥水から鉄粉回収するヒ素浄化設備を現場敷地内に設置した．ヒ素浄化設備の処理フロー概要図を図-２に示す．本浄化工法の特徴は，従来ヒ素吸着用鉄粉として利用されるもの(以下従来品とする)に比較して粒径は６倍程度大きいが，

表面積が従来品と同程度の特殊鉄粉(写真- 1 参照)を使用することで，鉄粉回収の容易さとヒ素吸着能力のベストマッチを図ったことにある．大粒径鉄粉を利用することにより処理対象の８割程度がサイクロン処理で浄化が完了するため，磁力選別機の負担を２割程度に軽減でき，その結果，設備設置面積や浄化費用を縮減することが可能となる利点がある．

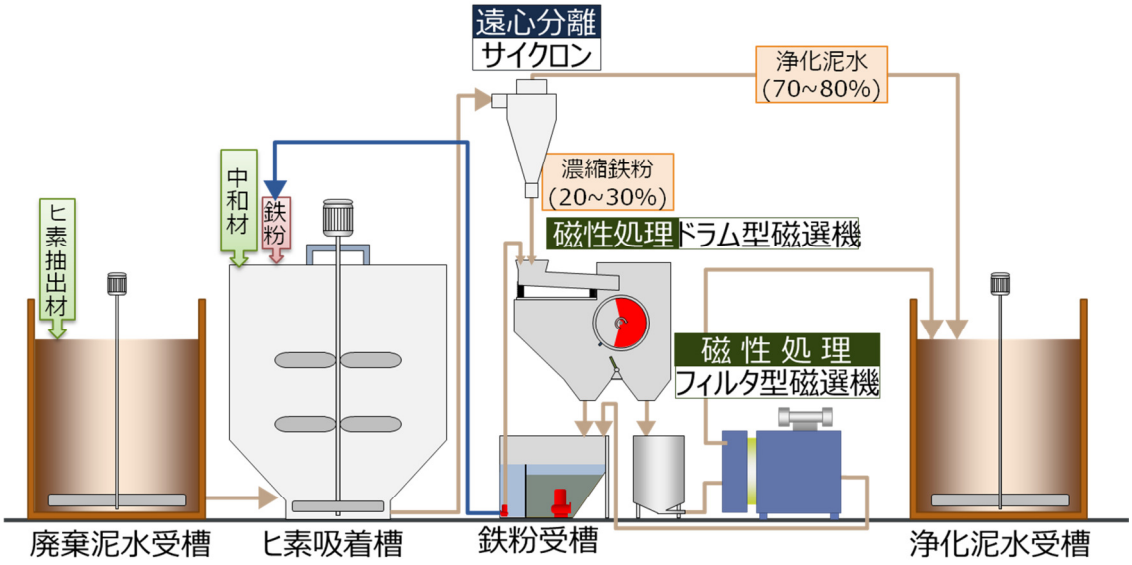


図- 2　自然由来ヒ素汚染泥水の分離浄化処理設備概要図

３　浄化プラントの設置状況と処理対象泥水の性状

芝浦～森ケ崎水再生センターの連絡管建設工事に伴う泥水固化工事で生じた廃棄泥水処理のため，写真- 2 に示す浄化プラント(40 ㎥/h 級)を現場敷地内に設置した．当該泥水固化工法においては，GL-50m 以深に分布する上総層群土丹を含む地盤の改良工事を実施するため，自然由来ヒ素により土壌環境基準を超過する廃棄泥水が発生する工事となっていた．

処理対象となる廃棄泥水の性状を表- 1 に，また廃棄泥水の粒度分布を図- 2 に示す．

４．浄化結果

浄化結果の一覧を表- 2 に示す．以下，分析項目ごとに浄化状況等について述べる．

1)処理対象となる廃棄泥水の性状

廃棄泥水はセメントミルク混入の影響により，pH が高アルカリ性を示していた．泥水密度は泥水式シールド工法の廃棄泥水に比較すると，若干低めの値であった．

一日の処理廃棄泥水量は，施工の進捗の影響を受けて，4.5~7.4 ㎥/日程度と少量であった．



写真- 2　浄化プラント設置状況

2)ヒ素溶出量分析結果

浄化泥水のヒ素溶出量は全てのケースで環境基準(0.01mg/L)を満足する結果となり，当該浄化工法により泥水固化処理工法で生じる廃棄泥水の処理も可能であることが実証できた．

また，試験的に浄化泥水を小型フィルタープレスにより脱水処理を行い，脱水ケーキのヒ素溶出量の分析も行ったが，浄化泥水同様，環境基準値(0.01mg/L)を下回る結果となった．

3)特殊鉄粉の収支について

特殊鉄粉は繰返し利用をしたが，処理を繰り返す毎に鉄粉重量が増加する傾向を示し，鉄粉添加量の重量調整する必要が生じた．これは，地山に元々含まれていた鉄分が処理前泥水(廃棄泥水)に乾燥土重量当たり1.6~5.6wt%含まれていたためであった．

浄化泥水中に若干量の鉄が含まれていたため，処理前泥水，鉄粉添加後の泥水，浄化泥水それぞれに含まれる鉄粉の重量を分析した．その結果，ほぼ全てのケースで鉄粉重量は，『鉄粉添加後＞処理前泥水＞浄化泥水』となり，本鉄粉回収設備により添加した特殊鉄粉のほとんどが回収されていることが示された．

4)マテリアルフロー

図- 4 に各処理工程における物質収支を容量比で示したマテリアルフローの平均値を示す．当該処理においては，特殊鉄粉をサイクロンによる遠心分離で，16%程度に濃縮し，後段の磁性分離処理に係る負担を大きく低減した結果が得られた．

表- 1 浄化前泥水の性状一覧

泥水密度(t/㎥)	1.12	~	1.18
ヒ素溶出量(mg/L)	0.040	~	0.083
pH(-)	9.6	~	12.6

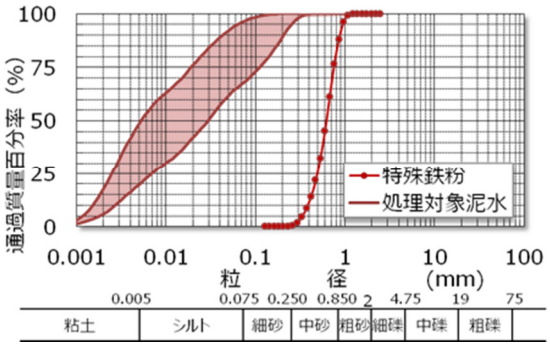


図- 3 浄化前泥水･特殊鉄粉の粒度分布

表- 2 浄化結果一覧

処理日	処理泥水量(㎥)	ヒ素溶出量※1		処理前泥水性状		処理後pH		泥水中の鉄粉重量(t)		
		浄化泥水(mg/L)	脱水ケーキ(mg/L)	泥水密度(t/m³)	pH	浄化泥水	脱水ケーキ	処理前泥水	鉄粉添加後	浄化泥水
1日目	7.23	0.004	–	1.18	11.7	8.6	–	0.017	0.062	0.018
2日目	7.37	<0.002	–	1.12	9.8	7.5	–	0.025	0.061	0.019
3日目	4.51	<0.002	<0.002	1.15	9.9	6.4	7.0	0.007	0.028	0.006
4日目	6.30	<0.002	–	1.18	12.6	7.4	–	0.016	0.072	0.016
5日目	5.93	0.004	–	1.13	12.6	8.2	–	0.006	0.043	0.009
6日目	5.74	<0.002	<0.002	1.14	11.3	6.5	6.9	0.012	0.026	0.013
7日目	7.13	<0.002	<0.002	1.14	9.4	6.3	6.8	0.015	0.042	0.010

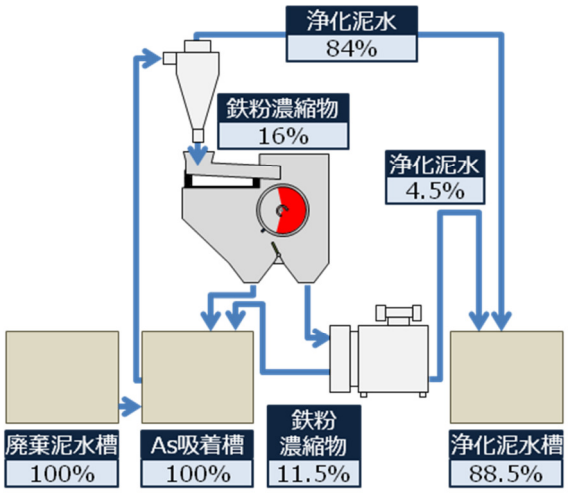


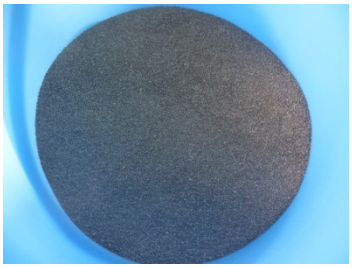
図- 4 処理のマテリアルフロー

5)浄化設備稼働状況

回収した特殊鉄粉は地山由来の鉄分，水分，砂分の混入で容積が倍程度に増加したが，ヒ素吸着及び鉄粉回収への影響はなく，写真- 3 に示すよう，トラブルなく分離浄化処理を行うことが出来た．



処理前泥水



特殊鉄粉(使用前)



鉄粉混合状況



浄化泥水(サイクロン処理)



鉄粉回収状況(磁性分離)



特殊鉄粉(回収後)

写真- 3　浄化プラント運転状況

5. まとめ

以上の検討により，泥水式シールド工法用に開発した自然由来ヒ素を含む廃棄泥水の浄化工法は，実際の泥水処理工法の廃棄泥水処理にも適用可能であり，大粒径特殊鉄粉の利用により，サイクロン処理で８割程度の浄化処理が完了するため，磁力選別機の負担が２割程度に軽減できることから，磁力選別機のみで鉄粉を回収する工法に比較し，設備設置面積や浄化費用の縮減が図れる利点があることが分かった．

しかしながら，泥水式シールド工法向けに開発した設備を中心とした設備を利用したため，処理能力が課題であった．今後は，発生量 10～20 ㎥/日に適した設備規模のプラントを再構築し，更なるコストダウンを図る予定ある．

参考文献

1)東京電機大学 工学部 環境化学科，環境科学講座第 16 回　元素の地図-地球科学図-
島田允堯，自然由来重金属等による地下水・土壌汚染問題の本質：ヒ素，応用地質技術年報，No.29，pp31～59，2009 年
2)金子正史ら，新潟県における自然由来のヒ素による地下水汚染の実態，新潟県保健環境科学研究所年報，第 25 巻，pp93～95，2010 年
3)山本ら，自然由来ヒ素汚染土壌の分離浄化工法，平成 27 年度建設技術報告会論文集，pp37～40，2015 年

高圧噴射併用機械撹拌工法　L-スピンコラム工法の開発

日特建設株式会社　技術本部　設計部課長代理　佐藤　潤

1　はじめに

著者らは，新たな機械撹拌方式の原位置地盤改良工法として，地中拡翼型の撹拌装置を用いた高圧噴射併用の機械撹拌工法 L-スピンコラム工法を開発した．本報では，工法の概要と本工法に用いる地中拡翼型撹拌翼の開発について報告する．

2　工法の概要 [1)]

L-スピンコラム工法は，地盤改良工法の中の固結工法に分類される，中層～深層混合処理工法である．ボーリングロッドの先端に取り付けた地中拡翼型の撹拌翼を地中で拡径し，拡径した撹拌翼にて地盤と硬化材を撹拌混合改良するとともに，撹拌翼先端に設置したノズルより高圧で硬化材を噴射し地盤を切削混合しつつ改良体を造成する“機械撹拌工法”と“高圧噴射撹拌工法”を併用した地盤改良工法である．

2.1　工法の特徴

本工法の特徴を次に示す．①高い圧力を加えた硬化材により地盤を切削しつつ改良体を造成する高圧噴射撹拌工を併用した．②特殊機械を使用することにより，鉛直だけでなく，斜め方向の改良体を造成することが可能である．③地中拡翼型の撹拌翼を使用している．これらの特徴より，最大直径 2.0m の改良体を造成することを可能にするとともに，機械撹拌工法では困難であった既設構造物や土留め壁等とのラップが可能となった．直径 2.0m の改良体の場合，　内側の 1.2m は撹拌翼による機械撹拌部，その外側の 0.4m×2＝0.8m が高圧噴射部になる．図-1 に改良体概要図，写真-1 に改良体出来形写真を示す．また，地中埋設物等の既設インフラをかわして，その下部にある軟弱地盤を改良すること（図-2）や，構造物基礎に対して地上より斜めにアプローチする方法を取ること（図-3）が出来るようになった．

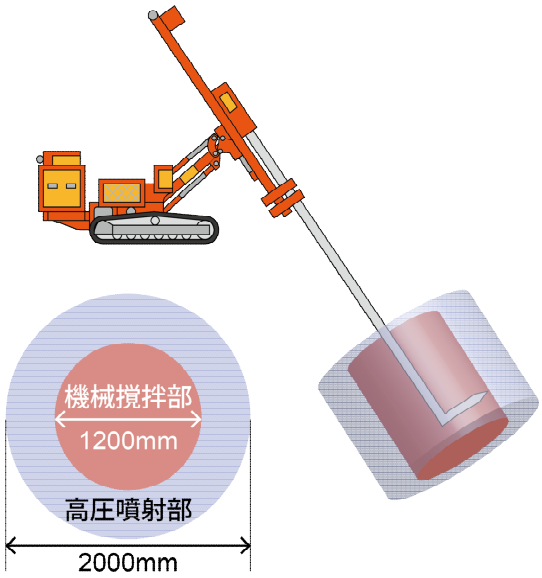


図-1　改良体　概要図

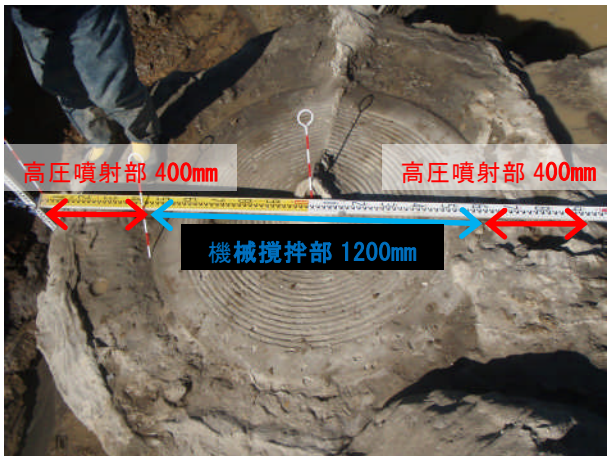


写真-1　改良体出来形写真

2.2　施工手順

本工法の施工手順を図-4 に示す．施工手順は①施工機据付②ケーシング削孔③撹拌翼＋インナーロッド挿入④ケーシング引抜き⑤撹拌翼拡径⑥造成⑦造成完了⑧撹拌翼縮径引抜きとなる．

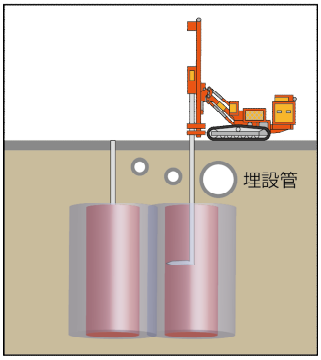


図-2　回避施工適用事例

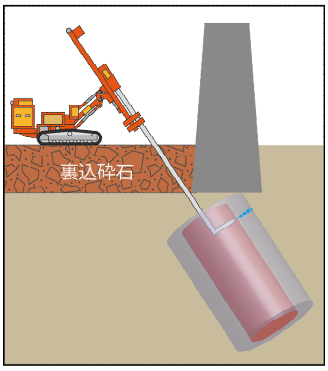


図-3　斜め施工適用事例

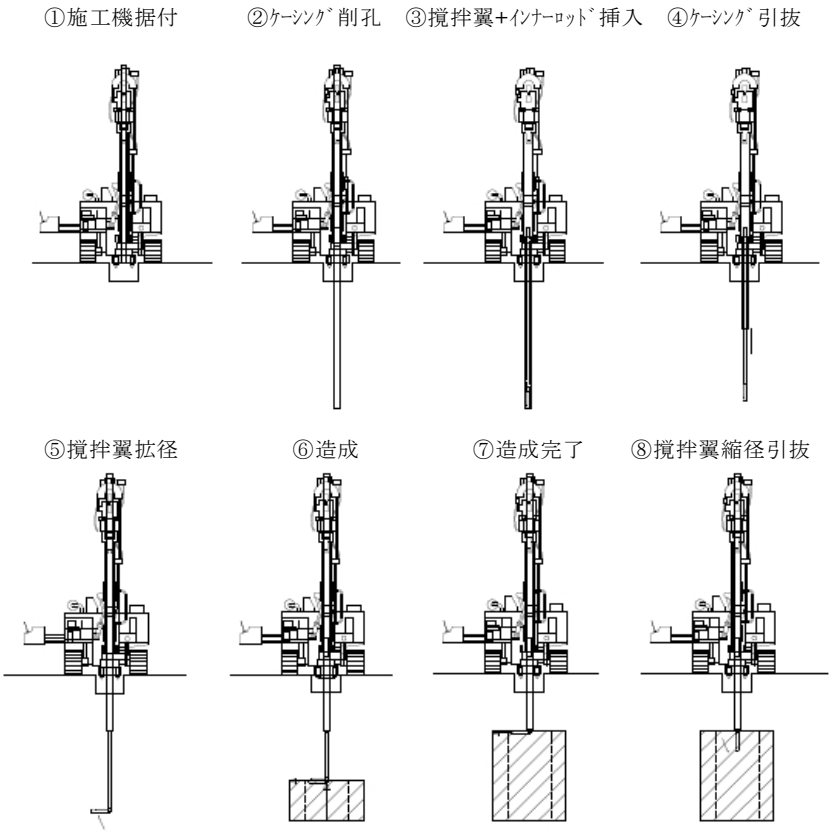


図-4　L-スピンコラム工法　施工手順

3　地中拡翼型の撹拌翼の開発

本工法の特徴のひとつである地中拡翼型の撹拌翼の開発は，大きな課題であった．従来の機械撹拌工法に用いられる撹拌翼は,撹拌翼の長さが改良径と同等であった．よって改良範囲の上部に上下水道，ガス，電気といった埋設管がある場合は機械撹拌工法を適用することは出来ないため，薬液注入工法や高圧噴射撹拌工法等で，改良を行う必要があった．従来工法である DJM 工法の撹拌翼を写真-2 に示す．また，コンクリート構造物の下部を改良する場合，従来工法では改良範囲に対して上部のコンクリートを撤去し改良後にまた復旧するといった工程が必要であった．それらの問題を回避するべく，削孔挿入時には小さい径で行い，改良時には拡径することにより大きな改良体を造成することが可能な地中拡翼型の撹拌翼を開発した．地中拡翼型撹拌翼の縮径時を写真-3 に，拡径時を写真-4 に示す．



写真-2　DJM 工法　撹拌翼

3.1　撹拌翼開発に伴う課題

開発するにあたり，いくつかの課題があげられた．これは，地盤改良全般においていえることだが，拡径および縮径は地中にて行うため，目視による確認はできない．よって地中にて確実に拡径および

縮径できる構造とする，また，確実に拡径が行われているかを目視以外で確認する方法が必要であった．

3.2　課題への対策

拡径を行う方法としては，物理的にピンで押す，内部にピストンを設けて水圧で押す等が考えられた．物理的にピンを押す方法は，造成時のロッドの内部にそのピンを押すための機構が必要となり，ロッド内の構造が複雑化するため，不可とした．次にピストンを水圧で押す方法について試験を行い拡径が出来ることを確認した．その後，さらに改良を加え，最終的には水圧を用いることなく噴射するセメントミルクの圧力を利用し拡径する機構を採用している．これにより，造成時に使用するロッドは送水ラインが不要となったため単管にて施工することが可能となり，脱着の工程が削減され施工サイクルおよび安全面においても改善された．

また，撹拌翼が直角に拡径した場合のみ硬化材が地中に噴射される構造とすることにより，硬化材の流量および圧力を確認し，地中にて拡径が確実に行われていることが確認できるものとした．



写真-3　地中拡翼型撹拌翼（縮径時）

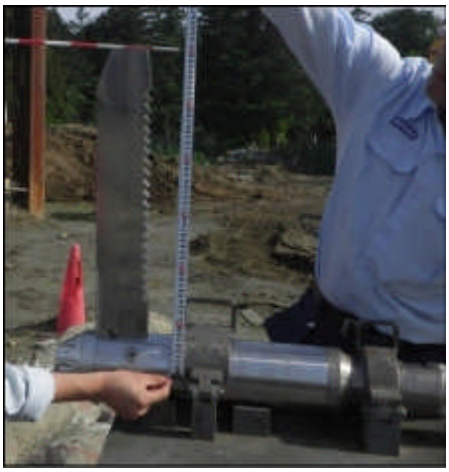


写真-4　地中拡翼型撹拌翼（拡径時）

4　提案事例

本工法の提案事例の概要を図-5 に示す．護岸における埋め土の改良であり，機械撹拌工法を用いて鉛直で施工可能な範囲を改良するのが一般的である．未改良部となる裏込め石に添った斜めの範囲は，薬液注入工法等で対応することが考えられる．薬液注入工法では，強度を出しにくいことや，対象地盤に細粒分が多く含まれる場合，浸透が妨げられるため均一な改良ができない可能性がある．本工法は高圧噴射を併用した機械撹拌工法であり，強度も高く地盤の組織を破壊し強制的に改良体を造成することができるため，そういった問題を解決することが可能である．

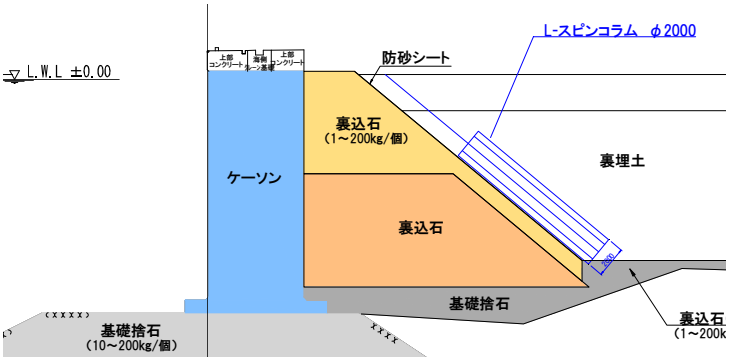


図-5　L-スピンコラム工法　提案事例

5　まとめ

新たに開発した地中拡翼型の撹拌翼を用いた機械撹拌工法による造成実験を実施し，地中にて拡径し改良体造成が確実にできることを確認した．今後施工実績を重ねていく中で様々な課題が生じると考えられるが，それらに対応しつつ，よりよい工法となるよう改善を進めていきたい．

参考文献

1) L-スピンコラム工法技術・積算資料，日特建設株式会社，2016.6

第2会場

第Ⅱグループ

ローカーボンハイパフォーマンスコンクリート
(Low Carbon High-Performance Concrete　略称：ＬＨＣ)

安藤ハザマ　技術研究所　主任研究員　　齋藤　淳

１　はじめに

コンクリートの結合材として最も多く使用されている普通ポルトランドセメント（国内セメント使用量の約 70%、以下、N）は、これまでの多くの経験から長期に渡って優れた性能を発揮することが確認されているが、CO_2排出量はコンクリート構成材料の中で最も多く、約 767kg-CO_2/t である[1)]。

したがって、Nの一部を高炉スラグ微粉末（約 27kg-CO_2/t、以下、ＢＦＳ）やフライアッシュ（約 20kg-CO_2/t、以下、ＦＡ）などの産業副産物由来の混和材で置き換えることが、CO_2排出量の少ない低炭素コンクリートを実現する一つの有効な手段になる。

近年、CO_2排出量削減の観点に主眼を置き、セメントに対する混和材置換率を混合セメント（例えば、高炉セメントＣ種では 60%を超え 70%以下）よりもさらに高い比率で置き換える研究が行われている。しかし、このようなコンクリートは、若材齢強度が著しく低下するなど、コンクリートとしての性能低下が懸念されることが明らかになっている[2)]。そのため、実際の工事への適用が制限されてしまい、コンクリート産業全体に及ぼすCO_2排出量の削減効果はわずかなものと考えられる。

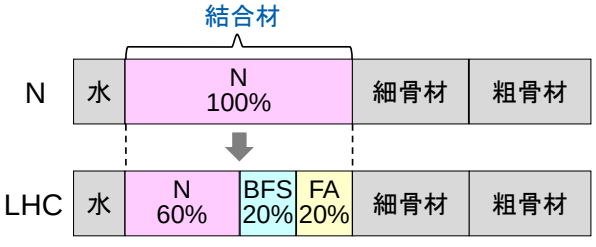
以上のことより、Nの一部を比較的少ない量の混和材で置換したコンクリートを汎用的に用いることで、コンクリート産業全体としてCO_2排出量を削減させつつ、Nの優れた性能を保持した高性能なコンクリートとすることが重要であると考えた。このような考えの下、日本サステイナビリティ研究所堺孝司代表(元香川大学)、安藤ハザマおよび住友大阪セメントの 3 社共同で、結合材の質量割合を、図－1 のように、Ｎ：60%、ＢＦＳ：20%、ＦＡ：20%としたローカーボンハイパフォーマンスコンクリート（以下、ＬＨＣ）を開発した[3)、4)、5)]。本稿では、ＬＨＣの特徴、製造方法および施工事例を紹介する。

２　ＬＨＣの特徴

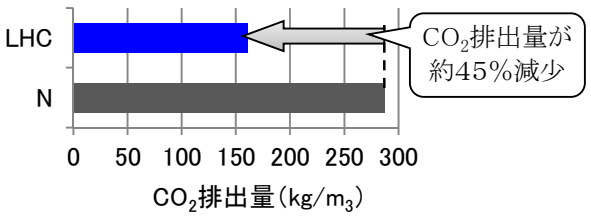
ＬＨＣはＮＥＴＩＳ登録技術（ＫＴ-150015-Ａ）であり、以下のような特徴を有している。

①ＬＨＣのCO_2排出量は、Nを用いたコンクリートより約 45%少ない（図－2)。

②ＬＨＣは、温度ひび割れ抵抗性が高い。マスコンクリート構造物に対する 3 次元ＦＥＭ温度応力解析を実施し、温度ひび割れの発生確率を比較した結果を以下に示す。剛性の高い床版に打ち継いだ厚さ 1m、高さ 5m、長さ 10m の壁体を対象構造物と

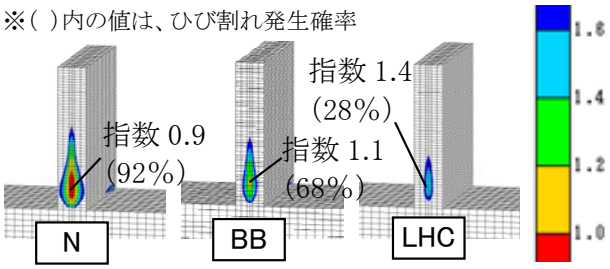


図－1　コンクリートの材料構成



図－2　CO_2排出量の比較

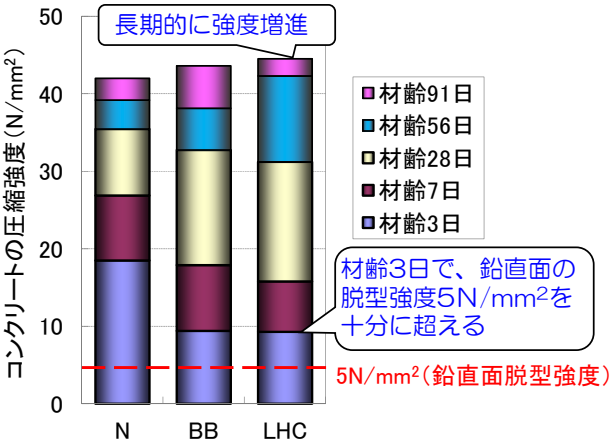
し、Ｎならびに高炉セメントＢ種（以下、ＢＢ）を用いたコンクリートで施工した場合と比較した。最小ひび割れ指数の分布図を図－3 に示す。ＬＨＣの最大温度は、ＮならびにＢＢを用いたコンクリートより、それぞれ 6.6℃、3.5℃低下した。ひび割れが発生する確率は、Ｎの場合は 92%（ひび割れ指数 0.9）、ＢＢの場合は 68%（ひび割れ指数 1.1）であった。これに対し、ＬＨＣのひび割れ発生確率は 28%（ひび割れ指数 1.4）であり、ＮやＢＢを用いた場合と比較して大幅に低減した。



図－3　最小ひび割れ指数の分布図

③ＬＨＣは、塩害、アルカリ骨材反応や化学的侵食に対する抵抗性が高い[5)]。

④ＬＨＣの材齢 3 日強度は、Ｎを用いたコンクリートと比較すると小さいものの、ＢＢを用いたコンクリートと同程度であり、工程に及ぼす影響はほとんどない。また、ＬＨＣは長期的に強度が増進するため、最終的に得られる強度はＮより大きくなる（図－4）。



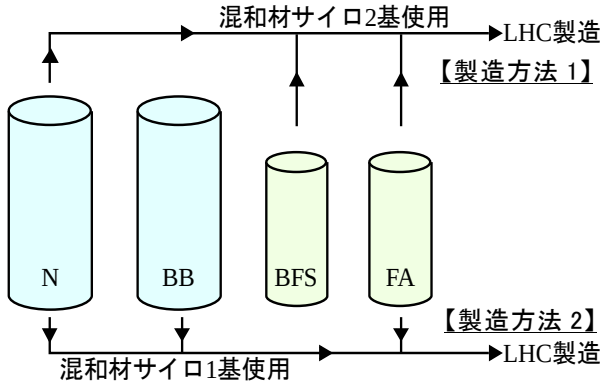
図－4　圧縮強度（水結合材比 55%）

3　ＬＨＣの製造方法

ＬＨＣは、Ｎ、ＢＦＳおよびＦＡの 3 種類の成分を結合材として用いるため、レディーミクストコンクリート工場（以下、生コン工場）におけるＬＨＣの製造方法として、以下の 2 種類があげられる。

a）3 種類の成分をプレミックスした結合材を使用

b)生コン工場においてコンクリート製造時に 3 種類の成分を混合



図－5　ＬＨＣの製造方法

ここで、a）は、3 種類の成分をプレミックスした結合材に関する JIS 規格等が定められていないため、汎用的な使用を目指す上で適しているとは言えない。

一方、b）は、Ｎ、ＢＦＳおよびＦＡを混合してＬＨＣを製造する場合には、セメントサイロ（Ｎ）に加えて混和材サイロ 2 基（ＢＦＳとＦＡ）が必要となり（図－5 の製造方法 1)、設備の負担が大きい。そこで、多くの生コン工場で常備されているＢＢを活用し、2 種のセメント（Ｎ、ＢＢ）と 1 種の混和材（ＦＡ）で製造する方法を適用形態の一つとして考案した（図－5 の製造方法 2)。ＢＢ中に含まれるＢＦＳ量をあらかじめ分析によって求め、ＮとＢＢの混合比率をＮ：ＢＦＳ：ＦＡが 6：2：2 となるように調整することでＬＨＣが製造できる。これにより、設備面における制約を軽減でき、ＬＨＣの適用範囲を拡げることが可能になった。

４　ＬＨＣの施工事例

ＬＨＣには、これまでに土木工事２件、建築工事１件の施工実績がある。本稿では、土木工事の事例として、「長沢浄水場第３沈でん池・活性炭接触池設置工事」（以下、長沢）および「生田配水池等更新工事」（以下、生田）におけるＬＨＣの施工事例を示す。

４．１　コンクリートの仕様

長沢、生田の両工事に対して、同じ生コン工場で製造したＬＨＣを適用した。どちらの現場も神奈川県川崎市内に位置し、生コン工場までの距離はおおよそ 10km であった。

ＬＨＣの適用部位は均しコンクリートであり、施工時期は長沢が標準期（6 月 20 日）および夏期（7 月 7 日）、生田は冬期（1 月 21 日）であった。コンクリートの仕様は、粗骨材の最大寸法 20mm、呼び強度 18、荷卸し時のスランプ 12±2.5cm、荷卸し時の空気量 4.5±1.5%であった。

４．２　配合選定

配合条件を表－1 に示す。ＬＨＣの製造は、図－5 に示した製造方法 2 で行うこととした。

場外運搬によるスランプおよび空気量のロスとして、それぞれ 4cm、0.5%を見込んで配合を選定した。配合強度はレディーミクストコンクリートの規格（ＪＩＳ　Ａ　5308）により、23.0N/mm^2（材齢 28 日、標準偏差 2.5N/mm^2）とした。

水結合材比（W/B）を 45%、55%および 65%とした 3 種類の供試体の圧縮強度試験結果に基づき、配合強度を定め、表－2 に示す配合を選定した。

表－1　配合条件

項目		条件
粗骨材最大寸法		20mm
水結合材比		65.0%以下
スランプ	配合選定における目標値	16.0±2.5cm
	荷卸し時 ※1	12.0±2.5cm
空気量	配合選定における目標値	5.0±1.5%
	荷卸し時 ※1	4.5±1.5%

※1：練上りからの経過時間 40 分～75 分

４．３　ＬＨＣの施工

ＬＨＣの打込み状況を写真－1 に示す。荷卸し時にスランプおよび空気量の測定を行い、圧縮強度試験用の供試体を採取した。いずれの試験結果も品質管理基準値を満足していた。



写真－1　ＬＨＣの打込み状況

表－2　コンクリートの配合

配合名	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m^3)										
			水	結合材			細骨材			粗骨材		AE 減水剤	
			W	N	BB	FA	S1	S2	S3	G1	G2	標準形	遅延形
標準期	65.0	48.0	165	90	113	51	358	268	261	780	196	2.794	—
夏期			168	92	115	52	355	268	258	774	196	—	3.367
冬期			165	90	113	51	358	268	261	780	196	2.286	—

また、セメントの一部をＦＡで置換したコンクリートは、セメントのみを使用した場合よりも圧送性が良くなることが知られている[6)]。本工事においても、Ｎを用いたコンクリートの場合にはポンプが閉塞する場合があったが、ＬＨＣは、閉塞することなく圧送できた。したがって、ＬＨＣの圧送性はＮを用いたコンクリートより向上すると考えられた。

４．４　CO_2排出量の削減効果

長沢、生田の工事で合計 740m³のＬＨＣを使用した。Ｎを用いたコンクリートとＬＨＣの使用材料の原単位から算出したCO_2排出量を比較した結果、ＬＨＣの使用により 54t のCO_2を削減できた。

５　おわりに

以上のように、ＬＨＣは従来の汎用コンクリートであるＮを用いたコンクリートと比較して、高性能な低炭素コンクリートである。

ここで、平成 26 年度における生コンクリート総出荷数量は、全国生コンクリート工業組合連合会の統計[7)]によれば、約 9400 万 m³である。また、セメント協会の統計[8)]によれば、国内のセメント使用量に占めるＮの割合は 70%である。よって、コンクリート 1m³当たりのセメント単位量を 300kg/m³程度と仮定すると、Ｎを用いたコンクリートのCO_2排出量は 1520 万ｔとなり、ＬＨＣは 875 万ｔとなる。したがって、ＬＨＣをＮを用いたコンクリートに置き換えて汎用的なコンクリートとして使用した場合には、年間 645 万ｔのCO_2排出量の削減効果が得られることが期待できる。

参考文献

1) 土木学会：コンクリート構造物の環境性能照査指針（試案）、CL125、pp.14-16、2005

2) 国立研究開発法人土木研究所他：低炭素型セメント結合材の利用技術に関する共同研究報告書（Ⅰ）－低炭素型セメント結合材を用いたコンクリート構造物の設計・施工ガイドライン（案）－、共同研究報告書、整理番号第 471 号、2016

3) 松家武樹、堺孝司、鈴木康範、福留和人：フライアッシュおよび高炉スラグ微粉末を用いたローカーボンコンクリートに関する基礎的研究、セメント・コンクリート論文集、No.64、pp.295-302、2010

4) 齋藤淳、堺孝司、鈴木康範、福留和人：フライアッシュおよび高炉スラグ微粉末を用いたローカーボンコンクリートのひび割れ抵抗性、コンクリート工学年次論文集、Vol.35、No.1、pp.1537-1542、2013

5) 齋藤尚、堺孝司、鈴木康範、榎原彩野：フライアッシュおよび高炉スラグ微粉末を用いたローカーボンコンクリートの評価方法の一提案、コンクリート工学年次論文集、Vol.36、No.1、pp.1852-1857、2014

6) 土木学会：コンクリートのポンプ施工指針、コンクリートライブラリー135、pp.29-30、2012

7) 全国生コンクリート工業組合連合会、全国生コンクリート協同組合連合会：平成 26 年度の生コンクリート出荷実績、ZENNAMA、No.299、p.23、2016

8) セメント協会：セメントハンドブック 2015 年度版、p.11、2015

シャフト式遠隔操縦水中作業機（T-iROBO UW）

大成建設株式会社　関西支店　課長　水野　智亮

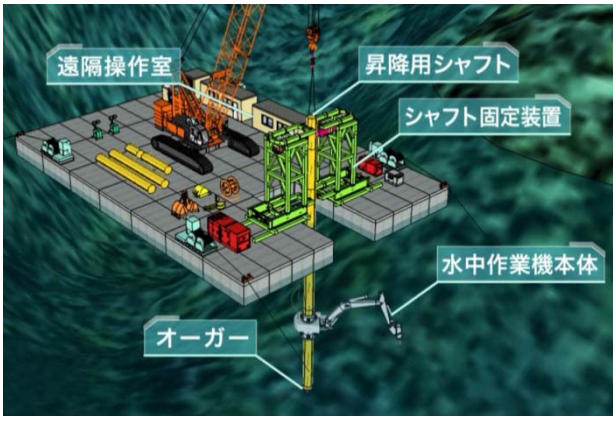
1　はじめに

国内には多くのダムがあり、建設当時から 50 年以上が経過したダムが増加し、ダムの新規建設に適した地点も少なくなってきている。このため、既存ダムの長寿命化や、機能・能力向上や多目的化などを目的に、既存ダムを再開発・リニューアルする需要が増加している。

しかし、ダム湖内で行われる再開発・リニューアル工事は、ダムの機能・稼働を維持した状態での施工が求められることから､貯水位を下げることなく大水深下での施工を余儀なくされることが多い。

そのため、大規模な仮締切の設置や高橋脚の作業構台を設置するなど、大掛かりな仮設備が必要となり、また大水深での潜水作業も必要となる。

この結果として、工費工期ともに増加する傾向にあり、危険性の高い大水深度での潜水作業等のいくつかの課題がある｡これらに伴う工費の増大、工期の長期化、危険性の高い大水深での潜水作業を低減させるため、T-iROBO UW（シャフト式遠隔操縦水中作業機）を開発し、京都府宇治市の天ケ瀬ダム再開発工事に適用した。



図－1　T-iROBO UW 全体構成

2　T-iROBO　UWの特徴

T-iROBO UWは、図－1 に示すように水上の台船と湖底地盤で鉛直に支持されたシャフトに、油圧ショベルタイプの水中作業機を取り付けたものである｡この水中作業機はブレーカー､バケット、サンドポンプ等のさまざまなアタッチメントの取付けが可能で、シャフト沿いに昇降・旋回をしながら、掘削、削岩、集積、ずり処理などの水中作業を遠隔で操作できる。

なお、遠隔操作は台船上の操作室にて行い、陸上のバックホウと同じジョイスティック、ペダル等により操作する。運転席前面に水中作業可視化装置として湖底の状況を示す３次元画像、超音波カメラ映像をモニターに表示し、水中マイクによる音声等を確認しながらオペレータが操作を行う。

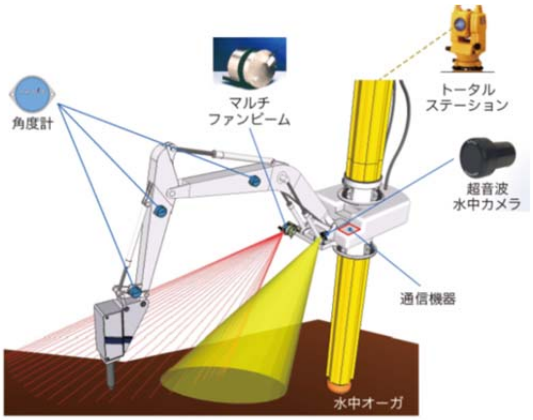
これにより、潜水士が不要となり、可視化装置および音声受信装置を装備することで、ダム湖のように深くて、湖底地盤が急峻な場所、視界の悪い水中等の悪条件の場所での掘削作業を、正確かつ確実に短工期で行う、世界初の水中作業機である。

以降に、T-iROBO UWの詳細な特徴を述べる。

2．1　シャフト方式

シャフト方式としたことで、水中作業機本体の位置情報を正確に把握することが可能である。シャフト上部に設置したターゲットをトータルステーションで自動追尾することにより、リアルタイムでの位置情報を取得できる（図－2)。シャフトと水中作業機の位置関係は、設計図および実機での事前

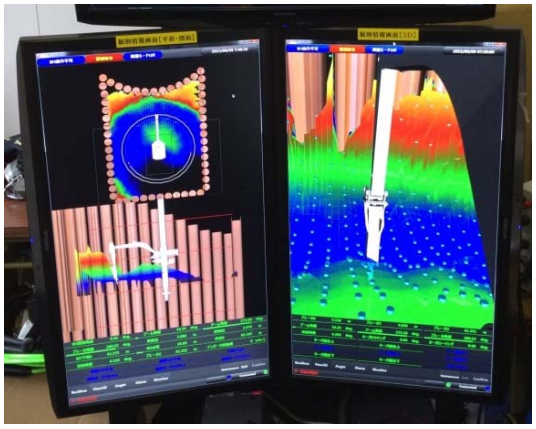
測量により把握している。水中作業機のリアルタイムな姿勢は、ブーム等に取付けた角度計やエンコーダから情報を得るため、本体さらにはアッタチメント先端の位置情報をシャフト上部の位置情報から容易に得ることが可能となった。また、シャフト方式の利点として、急傾斜地での地盤への固定が容易となり、反力を確保することが可能となったこたがあげられる。シャフト先端には、別途開発した水中オーガーを搭載しており、このオーガー部分を岩盤内に食い込ませることで、シャフトを確実に固定することができ、水中作業機の安全性確保に大きく貢献している。



図－2　水中可視化装置

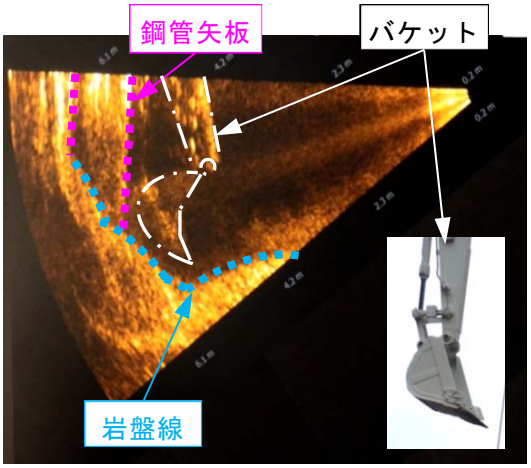
２．２　水中可視化装置

水中可視化装置（図－2）は、マルチファンビームと超音波水中カメラ及び水中マイクを設置している。これらの装置は、遠隔操作を可能にする上で最も重要な装置である。


写真－1　遠隔操作用モニター拡大

マルチファンビームは湖底の地山状況を測深し、その結果を３Ｄ化して遠隔操作室のモニターに映し出す。

そのモニターには同時に、各計測機器から得られた情報を基に水中作業機本体の姿勢を表示される。(写真－1) 作業機本体はリアルタイムの体勢を映し出すことが可能であるため、オペレータは機体の体勢を見ながら操作を行う。地山状況は測深ごとの更新となるため、掘削等の作業中にリアルタイムに変化しない。これらの機能を補助する目的で、超音波水中カメラおよび水中マイクを設置した。光学式水中カメラでは、水深が大きく、濁度が高いことから、湖底付近を映し出すことは難しいため、超音波水中カメラを選定した。超音波水中カメラの映像（写真－2）により、先のアニメーション化されたモニターでの情報に加え、既存構造物や障害物との位置を直接目視確認することができるため、接触することなく掘削作業が可能となった。



写真－2　超音波水中カメラ映像

また､水中マイクにより作業中に発生する音を遠隔操作室で聴こえるようにスピーカーを取付けた。これにより、岩盤破砕時の音やバケットで土砂をかき集める音のみでなく、油圧音も鮮明に受信することができる。視覚だけでなく聴覚による情報も取得することで、陸上の施工機械と同様のより臨場感豊かな操作室を再現することができた。

これらの複数の水中可視化装置を駆使することで、台船上での遠隔操作が可能となった。

3　施工実績

3.1　施工概要

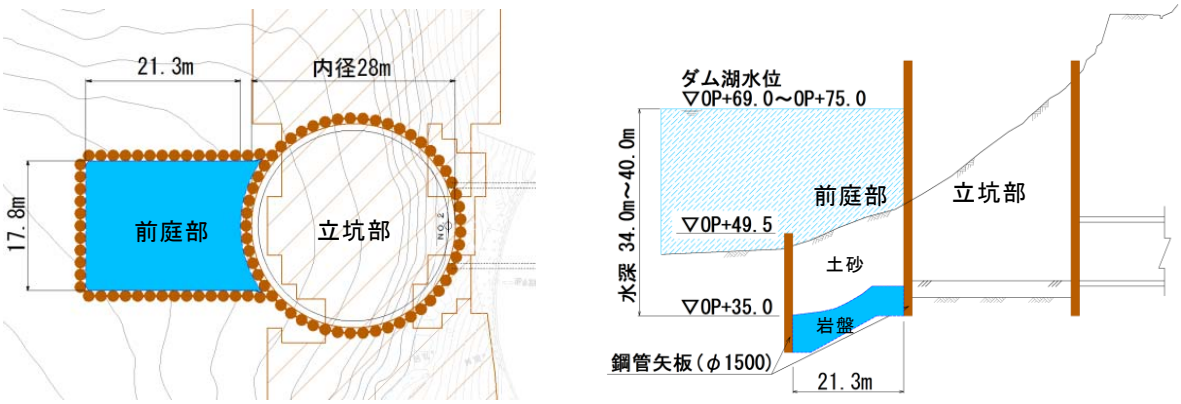
国土交通省近畿地方整備局発注による天ヶ瀬ダム再開発トンネル放流設備流入部建設工事においてT-iROBO UWによる施工を行った。本工事は、ダムの放流機能を高めるため、堤体左岸側にバイパストンネル式の放流設備を新設する再開発事業（図-3）のうち放流トンネルの入り口部分を建設するものである。



図－3　天ヶ瀬ダム再開発概要図

このうち前庭部と呼ばれる部分の水中岩盤掘削に適用し、鋼管矢板で囲まれた約 21m×18m の範囲（最大掘削深さ約 20m、約 1,300m3 の岩掘削）を最大水深約 40m 下での施工を行った。（図－4 着色部）

また、本工事での水中作業機のアタッチメントは、岩破砕、掘削、集積でブレーカー、バケットを、掘削後の鋼管矢板際および床付部の清掃でサンドポンプを使用した。



図－4　施工箇所平面図・断面図

4.2　施工手順

測量により台船を誘導し、係留する。その後、クローラクレーンでシャフトを建込む（図－5・1 段目）。シャフトが着底したら、先端のオーガーを起動させ、岩盤に確実に食い込ませる。

次に油圧ショベルタイプの水中作業機の建込みを行う。（図－5・2 段目）。建込み完了後、動力ケーブルや各機器のケーブルを接続し、遠隔操作で水中へ潜降、可視化装置から得られた情報を映し出したモニターにより水中作業機の位置を確認し、所定の深度で停止させる。

所定の深度に到達したら、オペレータはモニターに映し出された情報を見ながら、岩破砕、掘削および集積の作業を行う（図－5・3 段目）。

集積土は、クレーン船で浚渫する（図－5・4 段目）。浚渫する前には、水中作業機、シャフト類はすべてクレーン船に引揚げて仮置きし、土運搬船を隣につけて、浚渫作業に移る。

3.3　施工管理

掘削土量の把握や掘削位置の決定には，マルチファンビームによる測深で得られた情報を参考に行う。このデータはアニメーション化して、オペレータ室のモニターに映し出されるが、前途の通りリアルタイムでの表現は出来ない。しかし、作業開始前と終了時に測深を行うことで、掘削作業の操作

をする上では十分な情報である。

また、図－6 は、測深データの結果で、地山の高い所を赤～黄色､低いところが青色で表現している。

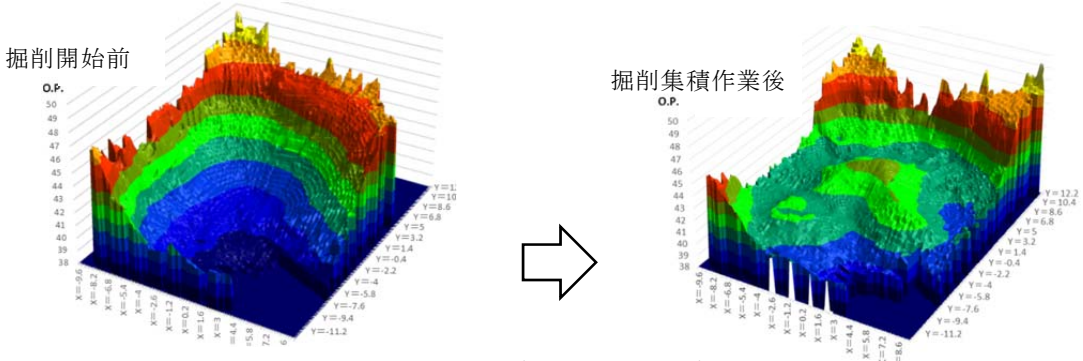
この図は､ある断面からの変化を示したものだが、掘削開始前から、掘削（岩破砕）集積作業終了後の測深データを比較すると、掘削作業前のデータに比べ、左側の赤い部分がなくなり、中心部分が盛り上がっており､施工後の地山状況の変化が確認できる。測深を 1 日 2 回することで、常に新しいデータとなり、掘削完了箇所が明確となる。

3．4　施工実績

今回の施工では､T-iＲＯＢＯ　UWの組立から掘削、解体まで約 6.5 ヶ月の期間であった。１日当たりの平均掘削量は約 25m3 とほぼ計画通りに実施することができた。従来工法（ロータリーパーカッション工法、全周回転掘削工法併用）と比較すると約 4 割の工程短縮が図れたことになり、また仮設構台を設置する場合には､その設置にさらに 10 か月程度必要になる。工費についても約 4 割削減することができ、この工法が有効であったことが確認された。



図－5　施工フロー



図－6　測深データ（地形データ）

4　おわりに

今回、天ケ瀬ダム再開発事業において、T-iROBO UW を初めて導入したが、トラブルなく計画通り実施することができた。今後もダムのリニューアルなど、大水深度下で行う作業に対して、この T-iROBO UW が工期・工費の短縮、危険作業の低減に努め、既存インフラ設備の機能向上や長寿命化等に貢献するものと考えている。

参考文献

1）中村泰介、蒲谷大輔「シャフト式遠隔操縦水中作業機の開発」建設機械 Vol.52 平成 28 年 6 月

2）谷地宣之「T-iROBO UW（シャフト式遠隔操縦水中作業機）について」岩の力学ニュース 119 号

ダム再開発工事における施工の合理化

鹿島建設　北陸支店　笠堀ダム嵩上げ JV 工事（事）
現場所長　門脇　要　　次長　萩原　康之
課長　杉原　靖彦　　課長　○柴田　勝博
課長　林　拓郎　　課長（代）　寺崎　誠
工事係　井上　功平

鹿島建設　土木設計本部　地下空間設計部
主査　中島　徹

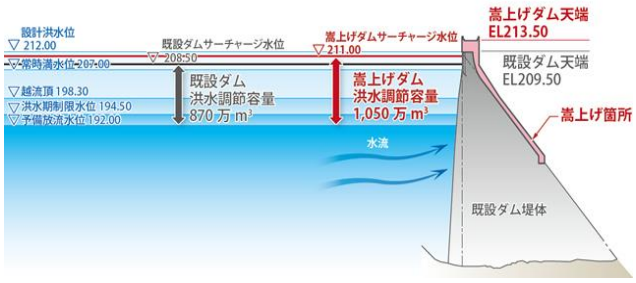
１．はじめに

新潟県発注の笠堀ダム嵩上げ工事は、平成 23 年五十嵐川災害復旧助成事業の一環で、既設の笠堀ダムを運用しながら堤体を４ｍ嵩上するダムの再開発工事である。堤体の嵩上げと共に、２門のゲート設備を更新することにより、ダムの洪水調節容量を増加させることを目的としている。

ここでは、災害復旧助成事業に位置付けられたダム嵩上げ工事の厳しい工程を遵守するため、『仮設備計画および施工順序』の検討を行った経緯について報告する。

表－１　既設ダムと新設ダムのダム諸元

	既設ダム	新設ダム（再開発後）
ダム形式	重力式コンクリートダム	
堤高	74.5m	78.5m（＋4.0m）
堤頂長	225.5m	250.0m
堤体積	230,900m^3	251,100m^3
洪水調節容量	870万m^3	1,050万m^3
集水面積	93.5km^2	
湛水面積	0.63km^2（常時満水時）	



図－1　嵩上げ工事イメージ

２．工事の概要

笠堀ダムは、洪水調節、上水道、発電等を目的として、昭和 39 年に竣工した重力式コンクリートダムである（**表－１**参照）。ダム堤体嵩上げ工事にあたっては、以下の厳しい制約条件下での施工が要求された。

① 運用中のダム機能（洪水調整・発電他）を確保する。
② 洪水調節設備（ゲート・減勢工）は、各年の非出水期（10/1～6/14）内に更新工事を完成させる。
③ 平成 29 年 10 月に試験湛水を予定しており、それまでに堤体嵩上げ・下流面増打ち工事、ゲート更新工事等の主要工事を完成させる。



図－1　既設堤体撤去範囲（赤色部）

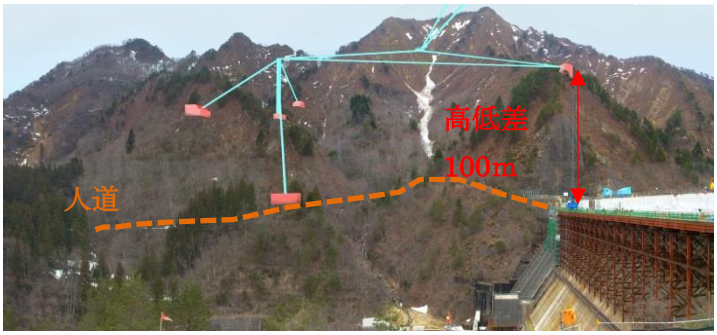


図－2　ダム嵩上げ範囲（青色部）

３．施工の合理化

３．１　クレーン走行構台の採用

嵩上げ工事のコンクリート打設設備は、当初軌索式ケーブルクレーンで計画されていた（以下『標準案』と称す）。ただし、クレーン基礎がダム天端から 100m程度と非常に高い位置となり、人道程度のアクセス路しかない中、急峻な地形に基礎工事用の取付道路を設けなければならない等、多くの困難が伴うものであった。そのため、コンクリート打設開始時期の遅れが懸念された。（**写真－１**参照）



写真－１　右岸側クレーン基礎の予定位置

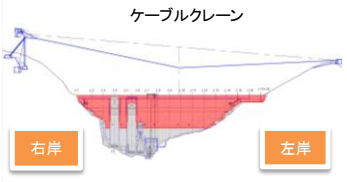
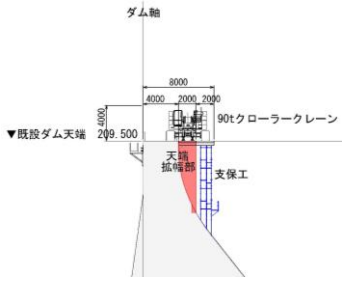
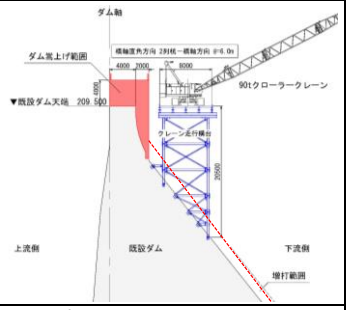
そこで、堤体下流面にクレーン走行用構台を設置し、ゲート更新で使用する 90ｔクローラクレーンにてコンクリートを打設する方法を検討した。その際、以下の２案を比較した。

（変更案１）天端拡幅クレーン構台＋90ｔクローラクレーン案

（変更案２）クレーン走行用構台＋90ｔクローラクレーン案

標準案を含めた３案の比較及び評価を**表－２**に示す。

表－２　工法比較表

		標準案 ケーブルクレーン	変更案1 天端拡幅 ＋90tクローラークレーン	変更案2 クレーン走行用構台 ＋90tクローラークレーン
施工概要		6.5t軌索式ケーブルクレーンを使用してコンクリート打設を行う。 ゲート更新用の90tクローラクレーンをかわすため、ケーブルクレーン基礎が高標高に必要となる。	ゲート更新に使用する90tクローラクレーンでコンクリート打設を行う。 クレーンは支保工で拡幅した既設堤体上を走行する。コンクリート打設は別途設置したクレーン構台を使用して行う。	ゲート更新に使用する90tクローラクレーンでコンクリート打設を行う。 クレーンは既設堤体下流側に設置したクレーン走行構台を走行し、構台上からコンクリート打設を行う。
施工概要図				
評価	工程	・ケーブルクレーン製作設置工事：13ヶ月 ・設置工事に1年以上かかり、完成するまでコンクリート工事ができない。 ・クレーン完成後は、資機材運搬を自由に行えるため、作業効率を確保でき、工程短縮を図りやすい。 ・1号ゲート更新作業時は、クローラクレーンが堤頂を走行できなければならないが、その実現性が低い。 ×	・設置工事：2ヶ月 ・堤頂がクレーン走行路となるため、施工順序や仮設資材置き場等の制約がある。 ・作業効率が下がり、嵩上げ作業の工程が遅延する可能性が高い。（工程短縮が図りにくい） ・1号ゲート更新作業時までに、クローラクレーンが堤頂を走行できなければならないが、その実現性が低い。 ×	・設置工事：4ヶ月 ・資機材運搬はクレーン走行用構台を使用する。堤頂の空いたスペースには資材の仮置きが可能となる。 ・作業効率を確保でき、工程短縮を図りやすい。 ・天端拡幅部と天端嵩上げ部を続けて施工でき、また嵩上げ工事の途中で、1号ゲートの改修工事も可能である。 ○
	コスト	△	◎	○
	総合	ケーブルクレーン設置後は嵩上げ工事の作業効率を確保できる。但し、設置に時間を要するため、もっとも工期が長くなる。 ×	仮設備設置の作業日数は最も短く、コストも安価。但し、嵩上げ工事の施工上の制約が多く作業効率が落ちる。また、工程短縮が困難で、嵩上げ工事とゲート更新工事との工程調整ができない。 △	仮設備設置の作業日数が比較的短く、嵩上げ工事の作業効率も確保できる。工程短縮を図りやすい。 ○

比較検討の結果から、最も合理的であると判断された変更案２を採用することとした。

この仮設構台により、施工場所となる堤体とは別に走行路を確保し、天端拡幅・嵩上げ作業と下流面増打ち作業を並行して進めることを可能とし、コンクリート工事における工程確保を実現した。

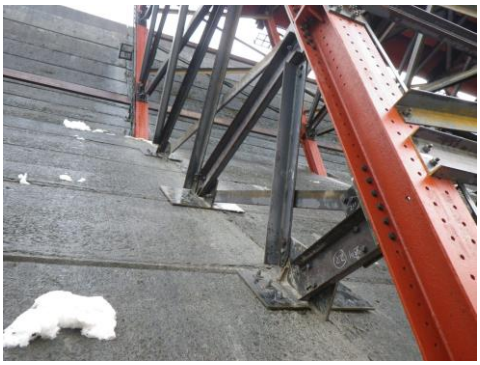
また、クレーン走行用構台設置工の工程短縮のために、設計段階から各種の工夫を行った。

① 可能な限り支柱等の施工数量を削減（3 本支柱→2 本支柱）した構造とする。（スパン長６ｍ）

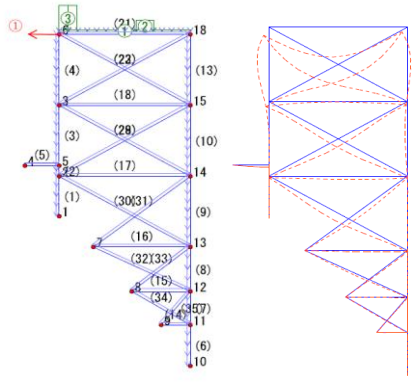
② 構台と堤体を水平材でつなぐことにより、堤体から水平反力を取れる構造とし、鋼材量の削減を図る。（削減量 30%，**写真－２**参照）

③ 構台形状が左右非対称（支柱長さが異なる等）であるため、非対称性を考慮したフレーム計算を用い、より現実的な評価を行う。（**図－３**参照）

これによって、１年１ヶ月が見込まれたコンクリート打設設備の設置工程を４ヶ月に短縮しただけではなく、広い作業通路を確保することで、天端拡幅・嵩上げ作業と増打ち作業を並行して進めることを可能とし、コンクリート工事における工程短縮を実現した。さらに、標準案では必要な伐採を伴う掘削等の地形改変が不要となり、環境面の負荷軽減効果も非常に大きいものとなった。



写真－２　既設堤体との水平繋ぎ



図－３　フレーム計算による解析



写真－３　クレーン走行用構台の設置状況

３．２　施工順序の検討

工程確保を確実にするために、全体工程での施工順序の検討を行った。その要点を以下に示す。

① 施工が非出水期に限定される 2 つのゲート更新・減勢工改修工事を、3 シーズンで 1 つずつ確実に実施する。

② ゲート設備の追加検討があり、初年度はゲート更新工事ができない。

③ コンクリート打設設備となるクレーン走行用構台を早期に設置する。

④ ゲートおよび減勢工改修工事が上下作業にならないようにする。

検討後の施工順序を**図－４**に示す。

STEP-1：クレーン走行用構台設置と、非出水期に減勢工改修等を行う。

STEP-2：左岸側の堤体嵩上げ・下流面増打ちと、非出水期に１号ゲートの更新を行う。

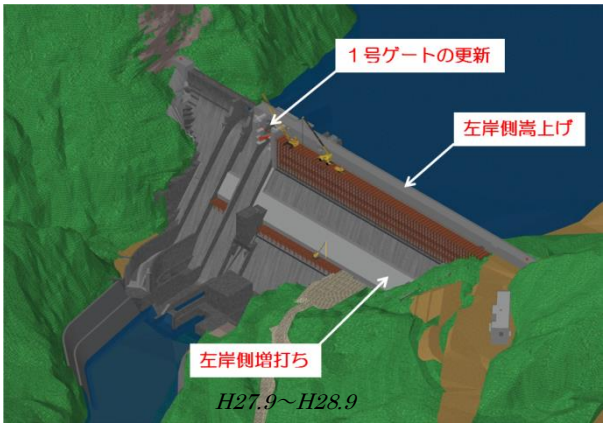
STEP-3：非出水期に２号ゲートの更新を行う。

STEP-4：右岸側堤体嵩上げ・下流面増打ちを行う。

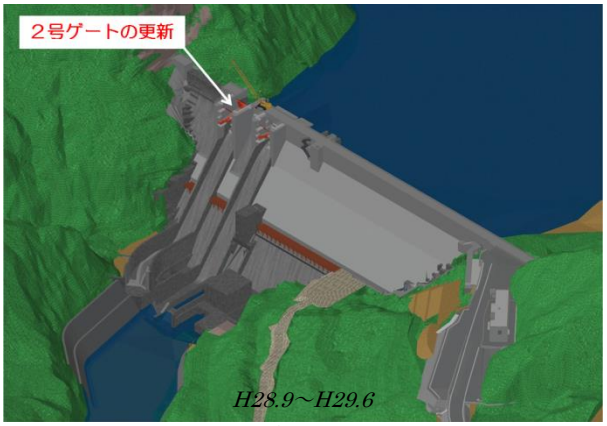
当現場は、堤体アクセス道路が左岸側のみであるが、このような施工順序とすることにより効率的に作業を進め、現在、STEP-2 から 3 へ移行中であり、予定通り工期内に工事を完成できる見込みである。



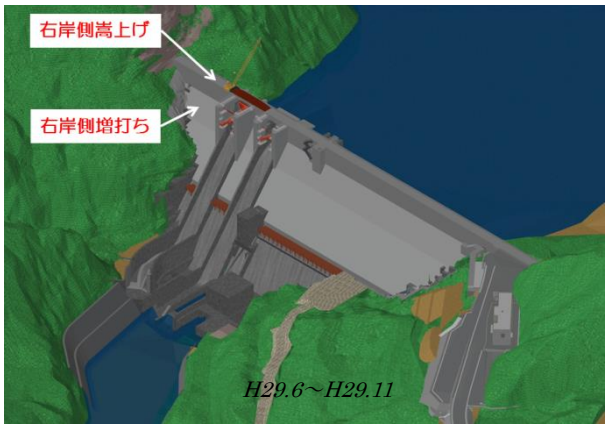
（STEP-1 走行用構台設置，減勢工改修等）



（STEP-2 左岸側嵩上げ・増打ち，１号ゲート更新）



（STEP-3 ２号ゲート更新）



（STEP-4 右岸側嵩上げ・増打ち）

図－４　施工順序

４．まとめ

本工事は五十嵐川災害復旧助成事業の一部であり、災害復旧工事の特性から、工期遅延が許されない工事である。制約が多く厳しい施工条件の中で、仮設備および施工順序の変更により大幅な工程短縮を図り、工期内竣工に目途をつけた。工事着手からこれまでに、左岸側嵩上げと減勢工・１号ゲートの更新が完了した。現在は、クレーン走行構台を解体中であり、10 月から 2 号ゲートの更新に着手する。

ブランチブロック工法

株式会社フジタ　建設本部　土木エンジニアリングセンター　技術企画部長
ブランチブロック工法協会　理事　石村　玄二

１　はじめに

近年全国各地で異常気象による集中豪雨で災害が多発している。豪雨が起きた流域では、洪水による河川護岸の崩壊・決壊等が周辺住民へ大きな影響を与えており、早期の復旧・より強靭な構造物への新たな整備が求められている。

本稿は、土木擁壁工において、省力化・省資源化・工程短縮・経済性に優れた特性をもっている新技術『ブランチブロック工法』（NETIS 登録：CG-050005-V、ARIC 登録：1014）について紹介するものである。地震災害や集中豪雨により損壊した擁壁、さらには今後の強靭な社会資本構築の中で効果的な活用により復旧・復興・整備に貢献できるものと考える。



写真-１　施工事例　茨城県　日立市

２　工法の概要

２．１　擁壁の構造

本工法は、日本古来より城郭の石垣や山間部の棚田等で構築されてきた自然石を用いた石積み擁壁にコンクリート二次製品「ブランチブロック」を組み合わせて一体化させ、その安定性と施工性の向上を図るとともに、「自然との調和」を十分に発揮できる特徴をもっている。

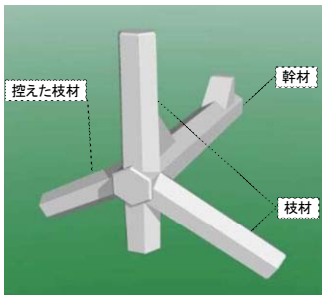


写真-２ブランチブロック

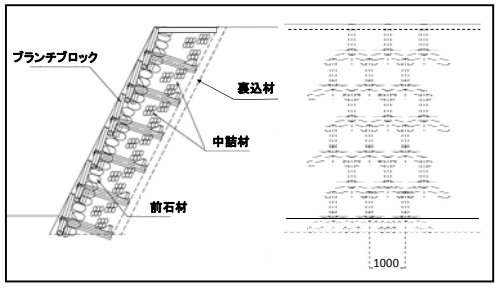


図-１　標準断面図、正面図

ブランチブロック製品は、前面で組む３本の枝材と背面に埋設する１本の幹材からなり、３本の枝材の内１本は後方に部材厚さ分控えた形状となっている。（写真-２）

擁壁全体は、ブランチブロック本体（鉄筋コンクリート）、前石材、中詰・裏込材で構成されている。図-1 の断面図に示すように、一体化されたもたれ式擁壁として機能する。擁壁の前面は、上下左右のブランチブロックがハニカム状（六角形）に組まれ、１接点で３基が重なり噛み合った状態で構築され、連続面が構築される。上下左右のブランチブロックは、接触部でスライドできるため、設置高さの調整、曲線配置等に特殊部材を用いずに構築できる。またブランチブロックと石が締まり合って強固となる柔構造となっている。

表-１仕様・規格

名　　称	仕様、規格
①　2012－1.0型	H-1200　W-1300 L-1000、250kg
②　2012－1.5型	L-1500、300kg
③　2012－2.0型	L-2000、350kg

２．２　製品の仕様・規格

ブランチブロック製品の仕様・規格は、高さ H=1200、幅 W=1300 で、擁壁高に応じて控え長さ L＝1000、1500、2000 の３種類のタイプから選択することになる。

２．３　石垣・石積みの構造

日本の伝統的な技術である「石垣・石積み」の標準断面図・平面図を図-2 に示す。前面に配置する石は控え（胴長）のあるもので隣どうしがせりあうように配置し、周辺を石（胴飼石、とも飼石）で固めさらに細かな石を充填する。

図のように前石の重心は石積みの中にあるため、噛み合った石は飛び出すことはない。

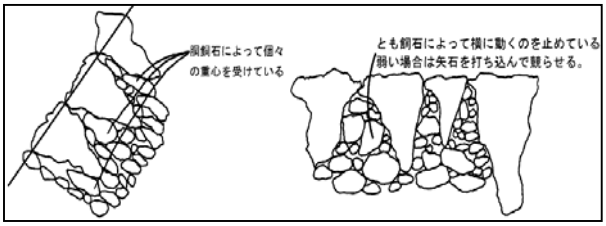


図-２　石垣・石積みの断面図・平面図

２．４　ブランチブロック工法の石積み

ブランチブロック製品は、標準的には１㎡当たり１基以上を使用する。正面から見たハニカム状の六角形の大きさは１㎡以下になる。

本工法の石積みは、ブランチブロックの枝材を定規にして１㎡の中で石積みを構築することになり、簡単で施工性能に優れている。

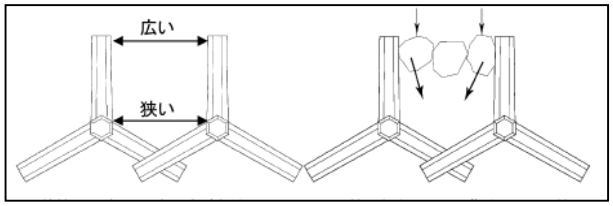


図-３　ブランチブロック正面図

図-3 に示すようにブランチブロックの枝材は、先端が細くなっており、上からの荷重で石どうしがさらに噛み合って安定するようになっている。

３　工法の施工手順

基礎（法面）整形後、最下段の１段目ブロックを据付ける。（写真-3：基礎コンクリートは不要であり、基礎面高さの多少の不陸は許容する）

写真-3･4 に示すように、ブランチブロック枝材の間に前石材を積み上げながら、背面に中詰・裏込材を投入し、次のブランチブロック据付け高さまで充填する。

水平方向に数m仕上がると上段ブロックを据付ける。

１段毎に上記作業を繰り返し、計画高さまで構築する。

擁壁天端の仕上げ形状については、現地の環境・機能特性に応じて「コンクリート」「石張り」「植生緑化」等より選択採用できる。

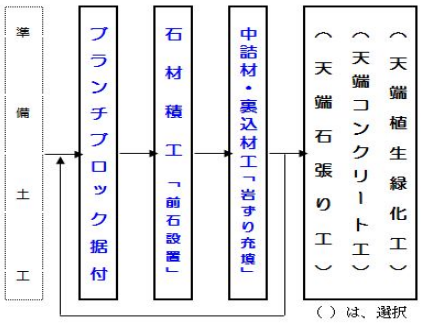


図-5　施工手順フロー図



写真-3　1段目～前石設置状況



写真-4　中詰材･裏込材施工状況



写真-５　設置状況

４　擁壁工の設計

擁壁構造の設計は、ブランチブロック工法協会作成の「設計マニュアル」によって行なう。

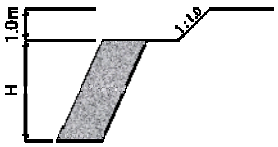
内容は、「道路土工・擁壁工指針」のもたれ式擁壁の設計手法に準じており、従来のコンクリート擁壁と同様の①常時および地震時における外的安定（滑動・転倒・支持力）、および②地震時における内的安定（石材の抜出し力に対するブランチブロックの応力度照査）を確保するものとしている。

ブランチブロックによる配置構造の参考例を表-2 に示す。計算例は、配置勾配１：0.3～0.5、擁壁高さ 2.0～5.0m に変化させて、背面盛土高 1.0m とした場合について行ったもので、表-2 は、1.0、1.5、2.0m の規格３タイプに対する安定計算判定結果を○×表記している。

表-２　設計計算例一覧表

	1.0mタイプ			1.5mタイプ			2.0mタイプ		
	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5
H=2.0m	×	○	○	○	○	○	○	○	○
H=2.5m	×	×	○	○	○	○	○	○	○
H=3.0m	×	×	×	○	○	○	○	○	○
H=3.5m	×	×	×	○	○	○	○	○	○
H=4.0m	×	×	×	×	○	○	○	○	○
H=4.5m	×	×	×	×	×	○	○	○	○
H=5.0m	×	×	×	×	×	○	○	○	○

＜擁壁計算例＞
配置勾配：0.3～0.5分
擁壁高さ：2.0～5.0m
背面土羽：高さ1.0m



５　工法の特徴

５．１　排水性能を兼ね備えた強固な擁壁

最大の特徴は、雨水・地下水は石の隙間から自然に排水される性能を有していることである。

従来の石垣・石積み擁壁に近代技術を取り入れ、ハニカム形状（六角形）のデザインでその構造安定性と景観性も向上させている。（写真-6）



写真-６　河川護岸の施工例

５．２　自然環境・生態系の保全

自然石を用いることから、自然環境の中で数年の間に植物が育ち緑化が自然に進む。(写真-7) また、石の隙間に小生物が生息するようになり、自然環境や生態系の保全に対して大変優れた工法である。(写真-8)



写真-７　植生緑化の施工事例
(左：最上段に植生土嚢、右：１年半後の状況)



写真-８　河川護岸での生態系保全

５．３　曲線施工と高さ変化対応

ブランチブロックの接点部分がスライドできるため、従来の擁壁では表現の難しい曲線施工 (写真-9) や基礎地盤・天端高さの変化等、さまざまな形状に対応可能である。



写真-９　曲線配置、高さ変化

５．４　省資源化

使用材料の内、加工製品はブランチブロックのみであり、基礎・胴込めコンクリートが不要で、資源消費量が少なく自然環境面で特に優しい工法である。

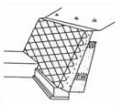
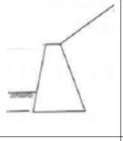
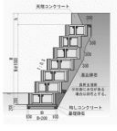
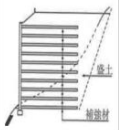
５．５　短期間の施工と経済性

鉄筋・型枠・コンクリート打設がなく、石積み工だけの施工であるため、降雨時においても施工が可能で、短期間での構築が可能である。施工条件によるが 2～3 倍のスピード施工が可能である。

また、高度な技術を必要としなく、施工技術の習得も短期間で可能であるため施工性に優れている。

類似擁壁工法との比較を表-3 に示す。ただし、経済性は、現場条件、材料価格により異なるため参考の数値として明記している。

表-３　類似工法との比較表

	ブランチブロック	従来ブロック積工	重力式擁壁	組立ブロック擁壁	補強土壁工法
構　造					
環　境	◎	×	×	○	×
施工性	◎	△	△	○	○
経済性	◎	◎	△	○	△
	18,000～28,000	18,000～25,000	30,000～55,000	30,000～50,000	35,000～55,000
規　模	小～中～大規模 H=2～8m	小規模 H=1～5m	小～中規模 H=3～8m	小～中～大規模 H=2～8m	中～大規模 H=5～15m

５．６　河川護岸での流況特性

本工法は、河川護岸で採用する場合の水理学的特性として高い評価を得ている。

流水と接触するブランチブロック表面の凹凸（桟型粗度）が護岸周辺の流速を弱める効果がある。(図-6)

河川断面内の流速の相違発現は、護岸保護となるとともに流れの主流域を河川中央部へ導く役目を機能する。

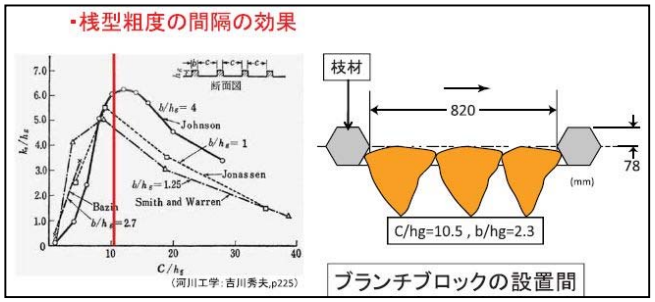


図-６　護岸表面の凹凸の効果



写真 - １０　河川右岸擁壁施工例

６　主な施工実績の紹介

2003 年よりスタートした本工法は、これまで中国地方を主として施工実績 57 件、施工数量ば約 17,100 ㎡に達している。また、近年では 2011 年の工法協会設立により全国で施工されるようになっている。

６．１　施工事例①：農業用ため池改修法尻擁壁

・工事規模：約 1000㎡、福島県須賀川市

東日本大震災により既設農業用ため池の東側斜面が約 170m にわたって斜面上部の民家、道路を巻き込んで崩壊した。

本工事は、被災写真よりわかるように含水量の多い土砂が崩壊しており、工法の特徴である「排水性能を兼ね備えた強固な擁壁」が評価され採用に至った。



写真-１２　法面改修完成写真

６．２　施工事例②：工業団地法面改修擁壁

・工事規模：約 630㎡、茨城県日立市

東日本大震災により既設工業団地盛土法面が幅 200m 高さ 30m の範囲で法尻擁壁とともに大規模崩壊した。

上部盛土勾配は１：3.5、擁壁は３m と５m の２段構造とし、設置勾配は１：0.6 とした。



写真-１４　完成全景（２段擁壁＋盛土）



写真-１５　２段擁壁完成写真①

６．３　施工事例③：農業用ため池改修河川護岸

・工事規模：約 650 ㎡、山口県山口市

古くなった農業用ため池のリニューアル工事で流末河川の改修で採用された。完成状況を写真-16 に示す。

施工箇所はため池洪水吐の下流に位置し、河床に縦断勾配がある他、左右の高さの相違や曲線配置、高さ変化があり、それらに適応性の高い本工法が採用された。河床部は洗掘防止のためコンクリート仕様となっている。



写真-１６　河川護岸完成写真①

７　おわりに

ここまで述べてきたとおり、省力化・省資源化・工程短縮・経済性に優れた特性をもっている新技術『ブランチブロック工法』は、早期復旧が求められる災害復旧工事や強靭な社会資本の整備において非常に有効な工法である。

本工法は、従来の擁壁と比べて環境面・生態系への配慮されており、自然調和型の構造物として、農業土木分野、山岳地の砂防分野での幅広い分野での活用も期待されている。

これまでの施工実績から構造の安全性・安定性、施工性についても確認されており、今後多くの現場で活用いただき社会に貢献できれば幸いである。

参考文献

1) 土木学会水工学論文集、第 51 巻、「ブランチブロック護岸模型周辺の流況特性」
2) 土木学会水工学論文集、第 54 巻、「ブランチブロック護岸模型の枝材配列形状の変化による流れ構造の特徴」
3) 地盤工学会・「震災からの復旧・復興、住環境の再生に役立つ技術」「ブランチブロック工法」2011 年 12 月
4) 電力土木 2012 年 11 月号「災害に強く早期復旧に適した技術、自然調和型擁壁（ブランチブロック工法）」
5) ＡＲＩＣ情報誌、第 111 号、自然調和型・石積もたれ式擁壁「ブランチブロック工法」2013 年 9 月

第2会場

第Ⅲグループ

住民と行政が一体となった土砂災害対策
（緊急速報メールを活用した情報伝達手段の拡充）

石川県土木部砂防課　主任技師　泉　周作

１　はじめに

平成 26 年は、全国的に土砂災害がメディアによく取り上げられる年となりました。７月には、長野県南木曽町において中学生１名が犠牲となり、８月には、広島県広島市において７３名が犠牲となる甚大な被害が発生しました。そして、石川県羽咋市においても、１名が犠牲となる土砂災害が発生しました。

いつ発生するか予測が難しく、一度発生すれば甚大な被害をもたらす土砂災害に対し、行政・地区・住民がどのように対応したら良いかを議論するため、県砂防課を事務局として、平成 26 年 10 月７日に、土砂災害対策連絡会（以下、連絡会）が設置されました（写真－１）。

２　土砂災害対策連絡会での議論

連絡会は、近年多発する土砂災害から人命を守るため、関係者が意識を共有し、住民の防災意識の向上と迅速な避難行動につなげる方策を検討することを目的としました。委員は、学識経験者をはじめ、国、気象台、県、市町、そして住民代表（防災士、消防団）の合計１２名で構成しました。また、県内においても、地域毎に土砂災害の傾向が異なることから、５つの土木事務所毎に、その管内の市町及び住民代表を委員として迎え、気象台の参画のもとに、地方部会を 12 月初旬に開催しました（図－１）。地方部会においては、区長等を中心に事前に住民アンケート調査を実施し、住民の意見や悩みを取りまとめ、議論を深めました。これら地方部会での意見を踏まえ、課題を整理し、その方策について検討しました。

３　土砂災害対策アクションプログラムの策定

絡会において検討された各対策を「土砂災害対策アクションプログラム（平成 27 年３月）」（以下、アクションプログラム）としてとりまとめました。アクションプログラムは、地区・住民が土砂災害対策に関する取り組みを強化するとともに、行政がその取り組みを支援する体制とすることで、県全体の土砂災害対策の充実、強化を図り、住民の生命を守ることを基本理念としています（図－２）。

また、アクションプログラムは、計画・実践し、連絡会において、その効果を検証し、修正を加えるというＰＤＣＡサイクルにより､対策をより確実に推進することを運用方針としています(図－３)。

アクションプログラムは、次に示す４つの柱から構成されています。

３．１　迅速でわかりやすい情報発信

住民に対しては、携帯電話のメール機能を活用して、土砂災害警戒情報を発信し、注意喚起と速やかな避難行動を促すこととしています（後述)。また、市町に対しても、具体的にどの地区の危険が高

まっているかを土砂災害警戒情報の補足情報として提供することとしています。

３．２　行政の連携・警戒体制の強化

土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律の改正に合わせ、県及び市町の地域防災計画を見直すこととしています。県では記載すべき基本的な事項を具体的にとりまとめ、市町地域防災計画の見直しを支援しています。

３．３地区の防災意識向上

住民が、自ら土砂災害に対する意識を高め、早めの避難に繋げるための取り組みについても記載しています。具体的には、これまでに実施している防災訓練や出前講座への積極的な参加を促し、住民自らが土砂災害危険箇所の把握や防災訓練の実施を行うことをモデル的に実施していただくほか、県では、小学校への出前講座を５年間で計画的に実施し、家庭等での会話を通じて、地区の防災意識の向上を図ることとしています（写真－２）。

３．４要配慮者への安全対策

避難行動が困難な幼児や高齢者などが利用する要配慮者利用施設については、ハード対策を優先的に推進します。特に、発生すると被害が大規模となる土石流への対策として、砂防堰堤などを５ヶ年で集中的に整備し、要配慮者の保護に努めることとしています。

４　住民への確実な情報伝達

このアクションプログラムに記載している取り組みの中から、県が実施しているものをご紹介します。

土砂災害の危険が高まった際、気象台と県が共同で発表する土砂災害警戒情報については、市町と協力し、テレビやラジオ、防災無線、インターネット等を使って迅速な情報伝達を行っています。しかし､住民にとっては､夜間や早朝など情報を得にくい状況での情報収集に不安があるということが、アンケート調査などから明らかとなりました。

４．１　緊急速報メールの活用

そこで、石川県では、迅速で確実に、きめ細やかな情報を伝達することを目的に、携帯端末への緊急速報メールを活用し、情報伝達手段の多重化を図りました（平成 27 年９月 15 日より運用)。

４．２　緊急速報メールのしくみ

土砂災害警戒情報が発表されると、該当する市町に滞在する全ての方の携帯電話やスマートフォンに緊急速報メールでお知らせします。さらに、メールの本文には、住民の早期避難を支援するため、土砂災害の危険が非常に高まっている地域名（校区名または地区名）を具体的に記載しています（図－４)。

地域名を具体的に記載するしくみとして、予め１ｋｍメッシュ毎に１地域名を割り当てておき、土砂災害警戒情報の発表時点から直近の時間において、土砂災害発生危険度が非常に高まるメッシュの地区名を抽出して、メールに記載しています。

４．３　利用上の注意

緊急速報メールは、市町単位での配信となるため、平野部や海沿いの方にも届くこととなります。すなわち､土砂災害の直接的な影響が少ない地域に滞在される方にも緊急速報メールは送信されます。しかしながら、土砂災害のおそれが高まっているときは、洪水等のおそれも考えられるため、事前の広報で、土砂災害以外の災害に対する注意も促しています。

また、緊急速報メールは、生命に係わる緊急性の高い情報の配信に限られているため、土砂災害警戒情報の解除については、緊急速報メールでの配信対象にできませんでした。

以上の注意事項も予め住民に理解していただくため、実施前に作成したパンフレットを地区町会単位で配布し、住民への周知を図りました。

５　おわりに

行政だけが工夫して土砂災害対策を推進しても、住民の生命を守るという目的は達成できません。住民が自ら土砂災害に意識を向け、それを行政が支援するという体制が、その目的を達成する近道になると考えます。

今後もアクションプログラムを継続して実施し、行政・地区・住民の連携の充実・強化を図っていきます。

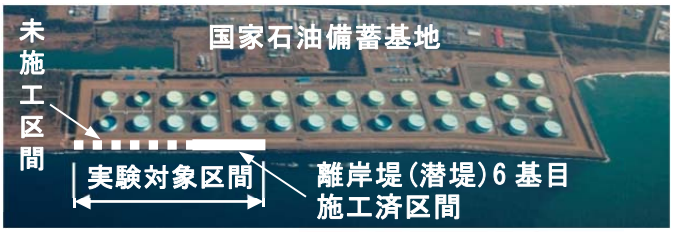
消波ブロック腹付け潜堤護岸の越波特性に関する水理模型実験

北陸地方整備局　新潟港湾空港技術調査事務所　　髙橋　信幸
北陸地方整備局　新潟港湾空港技術調査事務所　　○川見　健二

1　はじめに

福井港海岸（福井地区）は，福井県北部を流れる九頭竜川の河口付近に位置し，当海岸背後には県内有数の工業団地である「テクノポート福井」や国家石油備蓄基地が立地しており，重要な産業およびエネルギー基地の拠点となっている．当海岸では，これまで既存護岸前面において侵食が生じ，さらに日本海特有の冬季風浪により護岸前面の消波ブロックの飛散・沈下のほか，越波による護岸背後水叩きの吸い出し・陥没が進んでいる．そのため，当該地区の 6 基目区間では，越波対策として既設消波ブロック前面に腹付け潜堤を設置した離岸堤（潜堤）の整備が進められている（写真－１）．同区間では，2014 年 12 月に発生した護岸の越波により，離岸堤（潜堤）の未施工区間においてアスファルト舗装の破損やフェンスの倒壊，破損といった被災が発生した（写真－２）．

離岸堤（潜堤）の設計では，水理模型実験によって護岸の許容越波流量を超えない断面としているが，護岸前面水深が近年は堆積傾向にあることや消波ブロックの飛散・沈下といった現地状況の変化に伴って越波特性が変化したとも考えられる．そこで，現地状況の変化を反映した護岸断面で，二次元造波水路を用いた水理模型実験によって，現地で発生している越波状況について検証を実施した．また，護岸の反射率や消波ブロックの安定性を含めて護岸機能の評価を行った．



写真－１　福井港海岸　実験対象区間



写真－２　未施工区間の被災状況(2014 年 12 月)

2　実験条件および方法

2．１　使用施設および模型縮尺

実験は当所所有の水理実験場の長さ 59.0m,幅 1.25m,高さ 1.5m の二次元造波水路を用いて行った．模型縮尺は 1/50 とし，フルードの相似則に従った．以後記載の寸法等は，現地量表示とする．

2．２　実験波浪および潮位条件

本実験で作用させた波浪は，設計波 1 波浪と設計波±0.4m の 2 波浪を合わせた 3 ランクの波浪，ならびに 2014 年 12 月の護岸越波発生時の計 4 波浪とした．設計波は，段階的な波高変化に対する越波流量の変化を把握するために 3 ランク作用させたもので,設計波を 0.4m 増加させることで砕波により波高が頭打ちになったため，設計波±0.4m の波高を設定した．設計波 3 ランク作用時の潮位は H.H.W.L.(+1.1m)とし，護岸越波発生時では最大有義波高が観測された同時刻の潮位である+0.775m

とした．波浪および潮位条件を表－１に示す．

実験波浪は不規則波とし，越波流量の算定図が作成された際の合田らの実験手法[1]に倣って作用波数は 200 波とし，合計 3 波群を作用させた．設計波は，換算沖波波高をもとに合田による砕波帯内の波高の算定図[2]を用いて堤前波高を算出し，護岸越波発生時波浪はブシネスクモデルを用いた波浪変形計算を行って堤前波高を求め，離岸堤（潜堤）施工済区間（$H_{1/3}$=4.6m）と未施工区間（$H_{1/3}$=4.4m）について実験波浪条件を設定した．

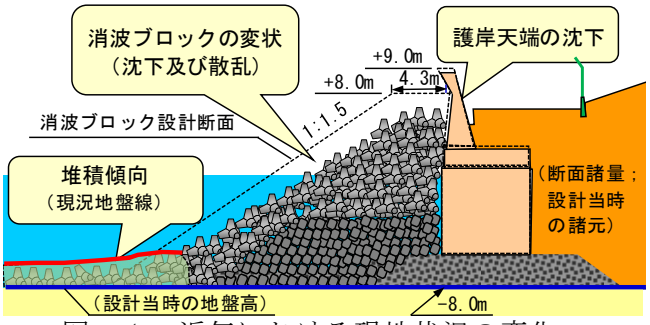
表－１　実験波浪条件

波種類（不規則波）	波高ランク	離岸堤（潜堤）施工有無	有義波高 $H_{1/3}$（堤前波高）	有義波周期 $T_{1/3}$	潮位
設計波 3ランク	ランク1（設計波-0.4m）	有（工区①，②）	4.8m	13.2s	H.H.W.L.（+1.1m）
		無（工区③）	4.6m		
	ランク2（設計波）	有（工区①，②）	5.2m		
		無（工区③）	5.0m		
	ランク3（設計波+0.4m）	有（工区①，②）	5.6m		
		無（工区③）	5.4m		
被災波浪	護岸越波発生時	有（工区①，②）	4.6m	11.5s	観測潮位（+0.775m）
		無（工区③）	4.4m		

２．３　実験断面の設定

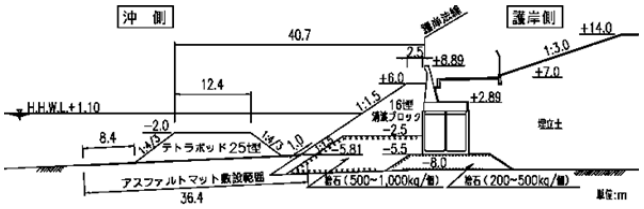
1980 年代に築造された護岸は，図－１に示すとおり，護岸天端の沈下や消波ブロックの変状が発生するとともに，海底地形は侵食されていたが，近年は堆積傾向にある．これら現地状況の変化に伴って越波流量が増加し，許容越波流量を超過した可能性があるため，変状の程度を的確に判断して実験断面を決定した．まず，護岸天端高の測量結果より区間別に護岸パラペット天端の沈下量を求め，護岸天端高を設定した．次に，構造物測量結果をもとに消波ブロックが最も大きく沈下した箇所の断面諸元を求め，工区別に消波ブロックの天端高，天端幅ならびに斜面勾配を定めた．海底地形については，護岸越波発生時に最も近い 2014 年 10 月の深浅測量結果をもとに，離岸堤（潜堤）の施工済区間と未施工区間とに分けて海底地形条件を設定した．離岸堤（潜堤）施工済区間の 2 実験断面および未施工区間の 1 実験断面を図－２に示す．

実験では，現地海底勾配である 1/30 を水路床上に再現し，護岸前面の 1 波長に相当する約 150m 区間については，深浅測量結果より設定した高さに調整した枕木および耐水ベニヤ板を用いて海底地形を作製し，近年の堆積傾向を再現した．

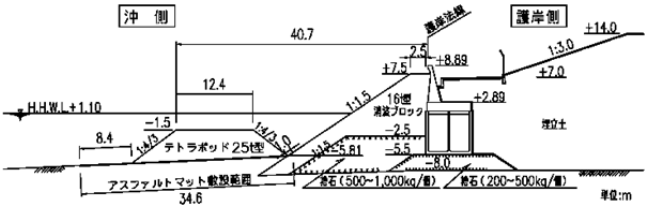


図－１　近年における現地状況の変化

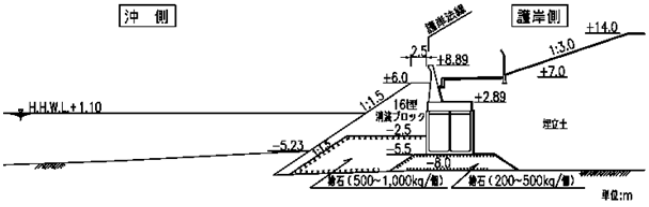
a）離岸堤（潜堤）工区①施工済区間



b）離岸堤（潜堤）工区②施工済区間



c）離岸堤（潜堤）工区③未施工区間

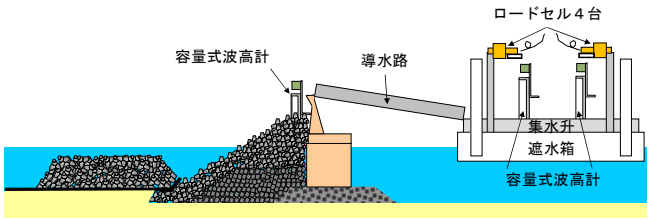


図－２　実験３断面

２．４　越波流量の測定方法

護岸堤体模型を設置した状態で波を作用させ，既設護岸のパラペット天端上を越えて港内側に越波する水塊量について計測した．図－３の越波流量の測定方法に示すように，護岸天端上を越波した水

塊について導水路を通じて 4 台のロードセル（質量を検出するセンサー）を取り付けた集水升に貯水し，越波流量の経時変化をリアルタイムに計測し，越波測定を行った．また，水路側壁の影響を避けるため，越波流量測定装置は水路中央に設置し，集水升にはベニヤ板や仕切板を設置し，導水路以外から越波した水塊の進入を防いだ．さらに，集水升の外周には遮水箱を設置し，集水升に浮力が作用することを防いだ．越波流量の測定中は波高測定を実施し，合田らによる入・反射波分離推定法[3]に従って，護岸法線から 1.5 波長沖合に有効周波数範囲となる間隔に 2 本の波高計を設置し，反射率を求めた．さらに，消波ブロックの挙動状況を目視観察し，安定性を評価した．



図－３　越波流量の測定方法

３　実験結果

３．１　時間平均越波流量

本実験では不規則波 3 波群を作用させ，護岸背後への越波流量を測定している．表－２には，設計波および護岸越波発生時波浪作用時の時間平均越波流量を波群別ならびに 3 波群の平均値を示す．表によると，波群による平均越波流量の違いが明瞭であり，工区①施工済区間では全ての作用波浪において波群 3 の越波流量は 3 波群の平均値を上回るのに対し，波群 1 およびは波群 2 では平均値を下回っている．なお，波群 3 の越波流量が最も大きくなるのは，離岸堤（潜堤）の施工状況に係わらず，実験 3 断面共通である．このように，本実験で作用させた実験波は，波群中の最大波高の出現特性や波の連なりの違いによる影響を受けて，出現する越波流量が大きく異なることを示唆している．

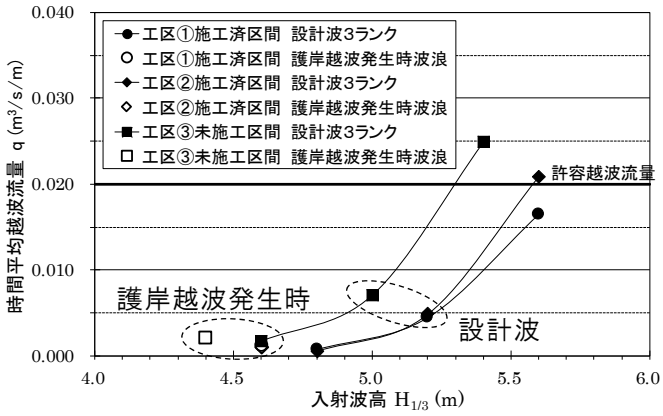
表－２　時間越波流量測定結果（設計波・被災波浪）

波種類（※波高ランク）	離岸堤（潜堤）工区	主な条件	有義波高 $H_{1/3}$（堤前波高）	有義波周期 $T_{1/3}$	時間平均越波流量q（波群1）（波群2）（波群3） $m^3/s/m$	時間平均越波流量q（3波群平均） $m^3/s/m$
設計波（ランク2）	工区①	潜堤天端 −2.0m 既設ブロック天端 +6.0m 護岸前面水深 −6.97m	5.2m	13.2s	0.002873 0.002267 0.008140	0.004427
	工区②	潜堤天端 −1.5m 既設ブロック天端 +7.5m 護岸前面水深 −6.97m			0.003473 0.003065 0.008088	0.004875
	工区③	潜堤未施工 既設ブロック天端 +6.0m 護岸前面水深 −6.50m	5.0m		0.004921 0.004946 0.011290	0.007052
被災波浪（護岸越波発生時）	工区①	潜堤天端 −2.0m 既設ブロック天端 +6.0m 護岸前面水深 −6.97m	4.6m	11.5s	0.000176 0.000045 0.003476	0.001232
	工区②	潜堤天端 −1.5m 既設ブロック天端 +7.5m 護岸前面水深 −6.97m			0.000081 0.000036 0.002883	0.001000
	工区③	潜堤未施工 既設ブロック天端 +6.0m 護岸前面水深 −6.50m	4.4m		0.001041 0.000434 0.004575	0.002017

※護岸前面水深とは、護岸法線前面から50m沖側の水深とする。

実験 3 断面の時間平均越波流量の測定結果を図－４に示す．時間平均越波流量は，実験波 3 波群の平均値をプロットしている．設計波 3 ランク作用時の時間平均越波流量は，入射波高の増加に伴い指数的に増加し，離岸堤（潜堤）未施工区間に比べて施工済区間の時間平均越波流量が大きく低減している．時間平均越波流量の低減比率は 33%～84%となり，作用波高が小さな場合に低減比率が低くなる傾向を示した．離岸堤（潜堤）施工済区間では，設計波のランク 3（$H_{1/3}$=5.6m）作用時に工区②の時間平均越波流量が大きくなるが，その他の波浪では有意な差異は見られない．

設計波作用時の時間平均越波流量は，離岸堤（潜堤）施工済区間および未施工区間とも許容越波流量 0.02m^3/s/m を下回ることが確認された．

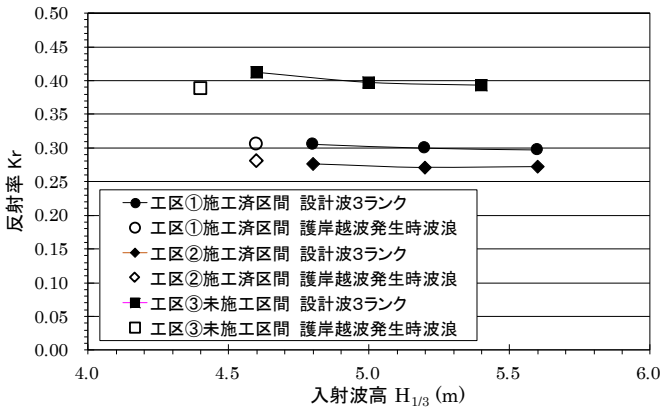


図－４　実験 3 断面の時間平均越波流量の比較

現地状況の変化に対応して，護岸天端高および消波ブロックの沈下や護岸法先部の堆積地形を再現した実験断面においても，当初の設計断面と同様に要求性能を確保していることがわかった．ただし，離岸堤（潜堤）未施工区間断面では，設計波よりも 0.3m 程度波高が増加すると許容越波流量を超過するため，背後施設を保全するには離岸堤（潜堤）の整備が有効である．

３．２　反射率

実験 3 断面の反射率の測定結果を図－５に示す．反射率は，実験波 3 波群の平均値をプロットしている．実験 3 断面の反射率の結果は，一般的な異形消波ブロック斜面の反射率の概略値である 0.3～0.5 の範囲内にある．実験 3 断面の反射率を比較すると，離岸堤（潜堤）未施工区間の反射率が最も大きくなり，次いで工区①施工済区間，工区②施工済区間で反射率が大きい．反射率の大きさは，消波ブロック被覆容積に大きく依存しており，消波ブロック被覆容積が大きな工区②施工済区間の反射率が最も小さくなる．離岸堤（潜堤）を設置することで 20～30%程度反射率の低減効果が得られることがわかった．



図－５　実験 3 断面の反射率の比較

３．３　消波ブロックの安定性

本実験では，被害率 1%を安定評価指標として消波ブロックの安定性を評価した．離岸堤（潜堤）を構成する 25t 型消波ブロックは，動揺が数個発生したものの，工区①および工区②施工済区間とも設計波を上回るランク 3 を作用させた場合においても被害率は 0%となり，安定性が確保された．護岸前面は近年堆積傾向にあるため，砂地盤上にアスファルトマットを敷設し，その上に消波ブロックを設置した断面として施工されているが，本断面においても耐波安定性が確保可能であることが確認できた．また，護岸前面の 16t 型消波ブロックは，移動および動揺が数個発生したものの，設計波作用時の被害率は 1%以下となり，安定性が確保されることが確認された．

４　あとがき

現地状況の変化を反映した護岸断面について二次元造波水路を用いて水理模型実験を行い，護岸背後への越波流量を測定するとともに，護岸の反射率や消波ブロックの安定性を含めて護岸機能を評価した．今回の実験より，実験 3 断面とも設計波の作用に対して許容越波流量 0.02m^3/s/m を下回り，現地状況の変化を再現した断面においても，要求性能を確保可能なことを確認した．離岸堤（潜堤）を設置することで時間平均越波流量は大幅に低減されるとともに,20～30%程度の反射率低減効果が得られた．したがって，離岸堤（潜堤）を整備することは，背後施設の保全に有効である．

参考文献

1)合田良実ら：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第 14 巻，第 4 号，1975.

2)合田良実：浅海域における波浪の砕波変形，港湾技術研究所報告，第 14 巻，第 3 号，1975.

3)合田良実ら：不規則波実験における入・反射波の分離推定法,港湾技研資料，No.248,1976.

海中障害物撤去ガイダンスシステム

○株式会社大本組　東京本社　土木部　　橘　　伸一
東北支店　土木部　　太田　俊行
東北支店　土木部　　生信　将雄

1　はじめに

東日本大震災による津波により仙台湾南部海岸（仙台海岸～山元海岸）においては、海岸堤防６０ｋｍが全半壊するなど壊滅的な被害が生じ、特に消波ブロックの飛散、堤防裏法面の流出など甚大な被害を受けた。

本稿では、海中飛散した消波ブロックの撤去において施工効率・確実性・安全性が向上する「ＧＮＳＳを利用した海中障害物撤去ガイダンスシステム」について報告する。

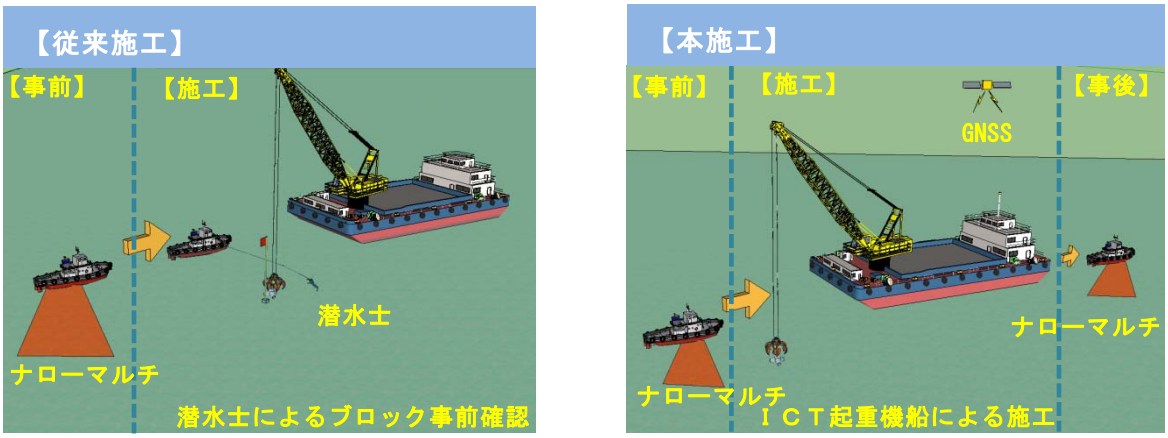


写真－1 山元海岸（中浜海岸）

※国土交通省東北地方整備局仙台河川国道事務所 HP より引用

2　システム概要

従来、海中障害物の撤去時には潜水士がその位置を確認し、事前の竹入れを行っていたが、施工効率の向上と潜水作業の軽減を目的に「海中障害物撤去ガイダンスシステム」を開発した。本システムは、ＧＮＳＳによる撤去ガイダンスシステムを起重機船に搭載（以降、ＩＣＴ起重機船）し、事前測量より得た位置情報をもとに所定位置へＩＣＴ起重機船を誘導して海中障害物（消波ブロック）を撤去するものである。また、本工事は、自社にて「i-Construction」の一部を港湾工事へ適用した事例である。(ナローマルチビーム測深による事前測量 → 設計データ作成 → 設計データを活用したＩＣＴ起重機船により施工 → ナローマルチビーム測深による事後測量)



図－１　従来施工と本施工

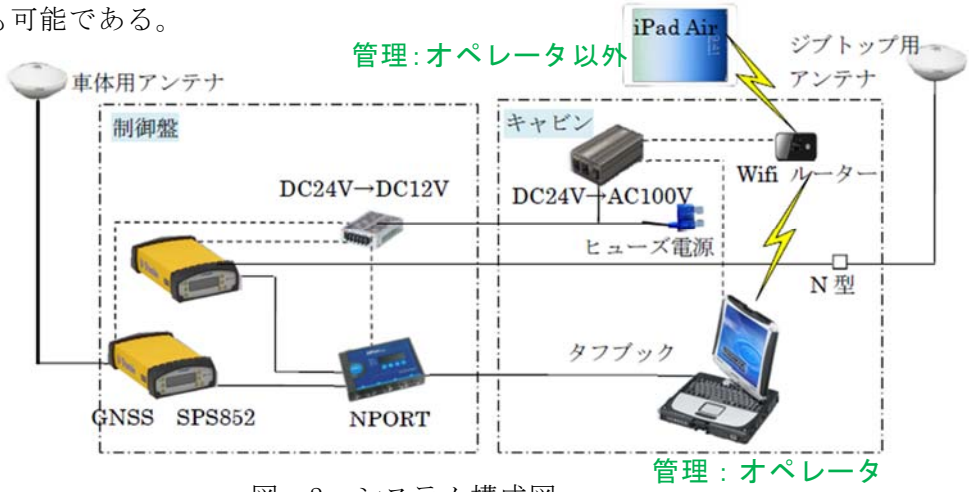
3　システム構成

本システムは、起重機船のジブ先端とベースマシン上にＧＮＳＳ受信機を設置し、ブロック撤去管理ソフト組み込みの専用パソコンをキャビン内に取り付け、ブロック撤去誘導と、撤去位置の記録を軌跡表示し、撤去出来形を効率的に施工支援および施工管理するシステムである。

施工前に、ＩＣＴ起重機船の機械パラメータ(機械本体寸法、アンテナ取付位置等)・座標系・ブロック撤去座標等をあらかじめ設定保存しておき、ブロック撤去位置を指定すれば、リアルタイムに誘導距離が表示され、それに従い所定の位置にＩＣＴ起重機船を移動しブロックを撤去する。その際、「撤去」「ブロック無」「不可」ボタンを押すことで、施工位置が記録され、ブロック撤去管理表および撤去位置図を作成することが可能となる。また、オペレータが操縦に専念できるよう、別途管理者が遠隔にて施工記録対応も可能である。



写真－2　起重機船



図－2　システム構成図

4　施工フロー

図－3 にブロック撤去における施工フローを示す。

：施工範囲

（1）【事前測量】

ナローマルチビーム測深による３次元測量（発注者より受領）

【当初】

約 4,000 箇所

【当社施工】

1,950 個

（2）【設計・施工計画】

３次元測量データによる設計

【ＩＣＴ機械施工】

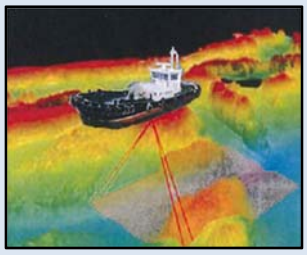
ICT 起重機船による施工

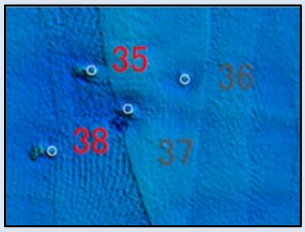




（3）【事後測量】

ナローマルチビーム測深による３次元測量



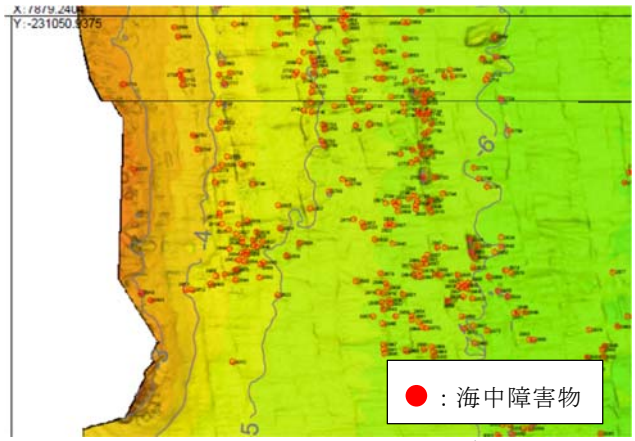


図－3　施工フロー

（1）ナローマルチビーム測深による事前測量

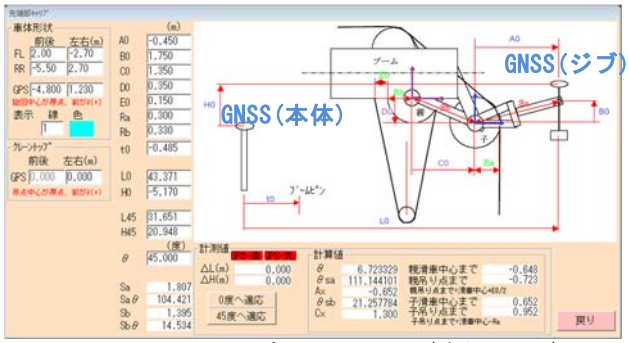
（発注者よりデータ受領）

ナローマルチビーム測深機は、音響ビームを扇状に発射、受信しながら面的に測深を行い、効率的に広範囲かつ、未測線のない高密度のデータを得ることができる手法である。ブロック飛散状況の調査は、ナローマルチビーム測深により得られる地形モデルから可能な限りブロックの種類を特定し、平面的に展開して、飛散物の座標値(平面直角座標系 10系)を取得し位置情報を求めたものであり、発注者より設計データとして受領してＩＣＴ起重機船に適用した。



図－4　ナローマルチビーム測深

(事前測量；一部エリア抜粋)



図－5　キャリブレーション(実測入力)

（2）ＩＣＴ起重機船による施工

1)事前準備「キャリブレーション」

ＩＣＴ起重機船のバケット位置を正確に算出するため、ガイダンスシステムのキャリブレーションを行う。キャリブレーションは、ＧＮＳＳ受信機（ジブトップ・本体）取付位置座標等のパラメータを計測した状態でＧＮＳＳ受信機とバケットの相対関係を規定する作業である。

2）事前準備「撤去ブロック登録」

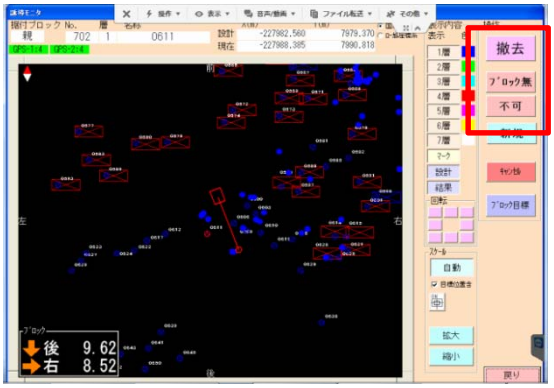
図－6 に示す設計データ登録画面にて事前受領したブロック位置情報データ（X、Y、Z座標）をＩＣＴ起重機船に登録する。

3)施工「ブロック撤去」

施工時、オペレータ（または iPad 所有の施工管理者）はブロック管理画面にて撤去するブロックを選択する。(選択は、ブロックの図形選択または、登録一覧表から選択する。）図－7 に示す施工管理モニターで所定位置への誘導指示（方向と距離）を確認しながら、ＩＣＴ起重機船を誘導する。所定の位置へ誘導後、施工完了とともに「撤去」「ブロック無」「不可」ボタンを押し、実際の施工記録（施工日時・位置・状態）を行う。



図－6　設計データ登録



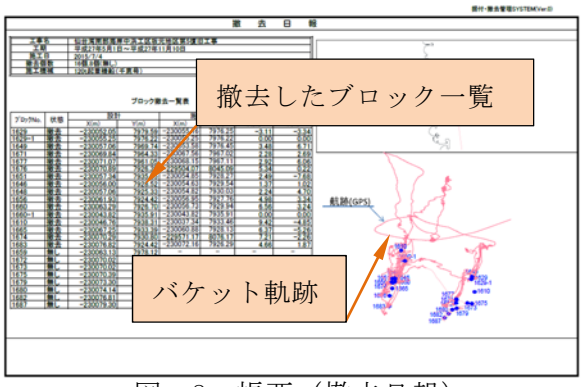
図－7　誘導モニター

４）出来形管理・帳票作成

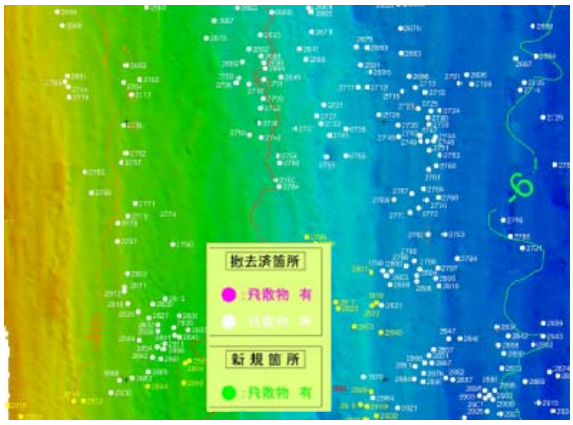
施工記録は、進捗管理として出力が可能である。図－8 に作業日報を示す。施工日・施工数量・ブロック施工位置・バケットの軌跡・施工位置座標の管理を行う。それらのデータベースを集約し、撤去日報としてエクセルファイル帳票を作成する。

（３）ナローマルチビーム測深による事後測量

ブロック撤去施工完了後、ナローマルチビーム測深による測量を実施した。その解析結果を図－9 に示す。白丸は計画に対し撤去が完了した個所を示している。（約２，０００個の消波ブロックを撤去）また、波浪等により海底砂が移動したことにより新規障害物を確認した。



図－8　帳票（撤去日報）



図－9　ナローマルチビーム測深
（事後測量；一部エリア抜粋）

５　ガイダンスシステム適用による効果

（１）作業効率の向上

本ガイダンスシステムの適用により、潜水士による事前確認（竹入れ含む）を省略でき、作業効率の向上とともに工程短縮・省人化となる。

（２）施工の確実性

バケット軌跡を含む帳票システムによりトレーサビリィティが確保できる。

（３）オペレータの負荷低減

波向・風向に加え、消波ブロックの可視化により適切な位置へ起重機船をセットできる。また、存置状況を視覚的に確認できるため、撤去計画が容易である。



写真－3　撤去状況

（４）安全性の向上

バケット周辺へ潜水士が立ち入らなくてよく、バケットとの接触事故等のリスクを低減できる。また、潜水作業特有の疾病も低減する。

（５）他工種への適用

海中部における据付工事（撤去工事以外）にも適用が可能である。

６　おわりに

これまで、類似のシステムを用いて陸上からの消波ブロック据付実績は数件有している。本工事に改良したシステムを適用し、水中においても効率よく目標位置へ誘導し撤去できることを確認した。今後、水中視認が可能な超音波カメラ等を組合せてさらに施工性を向上させたい。また、様々な工種へ「i-Construction」の一環であるＩＣＴ技術の活用に努めていきたい。

フライアッシュを有効活用した新しい土質系遮水材（HCB-F）

東洋建設株式会社　土木事業本部土木技術部 部長　　○和田　眞郷
土木事業本部鳴尾研究所 主任研究員　　山崎　智弘

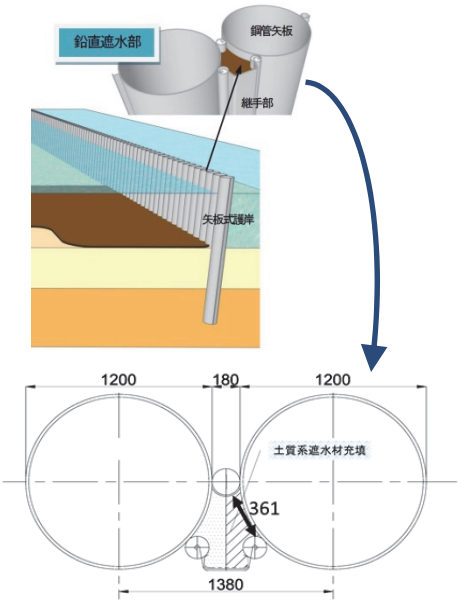
1 概 要

管理型海面処分場の遮水工は，地震，波浪・潮汐の作用，軟弱地盤の沈下などに起因する変形の影響を受けやすいため，変形に対する追随性が求められる．土質系遮水材　HCB-F（ハイブリッドクレイバリア・フライアッシュ）は，主材のフライアッシュに固化材，ベントナイト，および線状高分子材料(繊維材)を混合した高い靭性(粘り強さ)を特徴とする土質系遮水材料であり，管理型海面処分場の遮水工に用いる土質系遮水材料として開発したもので，フライアッシュの固化処理およびベントナイト配合による透水性低下の効果と，線状高分子材料（繊維材）の混合による靭性の向上効果により，大ひずみ領域でも耐力を有し，かつ不透水性を保持できることが特徴である．

2 HCB-F の概要

2．1　鉛直遮水工として必要な遮水性能

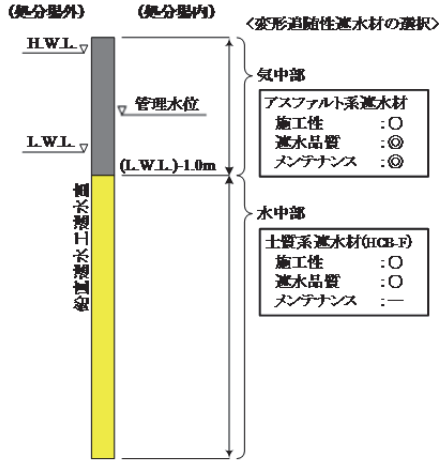
HCB-F を鉛直遮水工の水中部に適用するために必要な遮水性能は，管理型海面処分場の内外を遮断する壁厚・層厚（浸透路長）に応じて要求され，遮水壁厚（層厚） L=50cm で，透水係数 k=1×10^{-6}cm/s を基本として，これと同じ浸透時間 t を要する透水係数 k が遮水壁厚（層厚）L に応じて t=L^2/kH（H：水頭差）に基づき要求される [1)]．想定される管理型海面処分場護岸の鉛直遮水工には，数種類の鋼製連続地中壁用鋼材があり，その代表断面例を図-1 に示す．図中にはそれぞれの浸透路長(遮水壁厚)を記載している．配合設計における要求透水係数 k は，浸透路長の短い 361mm に若干の余裕を考慮し，浸透路長 L=300mm（30cm），k=3.60×10^{-7}（cm/s）を目標とした．



図－1 鋼製連続地中壁遮水工の例

2．2　HCB-F の適用範囲

HCB-F の現在の適用範囲は，図-2 に示すような管理型海面処分場の鉛直遮水工における水中部とし，気中部については，アスファルト系遮水材を使用するハイブリッド構造の遮水工である．水中部の HCB-F が変形して天端高さが下がった場合でも，アスファルト系遮水材を適宜補充することが可能なのでメンテナンスも容易である．



図－2 HCB-F 適用範囲の概念図

2．3　HCB-F の配合

土質系遮水材 HCB-F は，主材を「フライアッシュ（FA)」

とし，「ベントナイト（B)」，「セメント（C)」，「繊維材（v)」を「海水（W)」で混ぜ合わせたものである． HCB-F の配合の基本概念は以下のとおりで，標準配合表を表-1 に示す．

・フライアッシュ（FA）の配合実績から，フライアッシュ（FA）12 に対して高炉セメント（C）を 1 以上配合することで有害物質溶出を抑制できる．

・フライアッシュ（FA）に細粒分としてベントナイト（B）を配合する（FA 重量の約 25%）ことで，目標とする透水性能を確保できる．

・繊維材（v）は，安価で安定的に品質を確保できる高分子系（ポリプロプレン（PP）やビニロン（PVA）等）を用い，繊維径 10～400μm，繊維長が 10～50mm の短繊維で，練り上がり体積の 0.5～1.0%添加する．

・鉛直矢板目地内や狭隘部への充填性を向上させるため，混練時の流動性を確保できるよう水粉体比 W/(FA+B+C)＝60%程度で混練する．

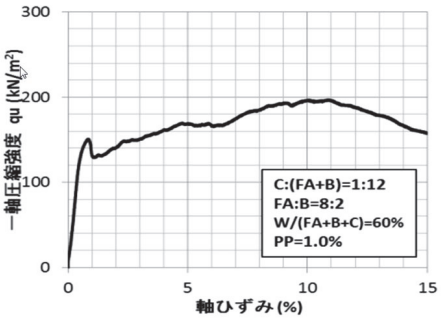
表－1 標準配合表

W/C (%)	単位量 (kg/m^3)					
	海水 (W)	フライアッシュ (FA)	ベントナイト (B)	セメント (C)	繊維材 (v)	合 計
775	564.3	699.2	174.8	72.8	5.4	1,517

2．4　HCB-F の強度変形特性

2．4．1　強度

HCB-F の一軸圧縮強度～軸ひずみ関係（材齢 28 日）を図-3 に示す．なお，配合は表-1 の標準配合のとおりである．一軸圧縮強度～軸ひずみ関係は，ピーク強度以降も軸ひずみ 10%まで圧縮しても圧縮応力の著しい低下は見らず，繊維混入による靭性が確認され，残留強度も qu=100kN/m² 以上を満足した．

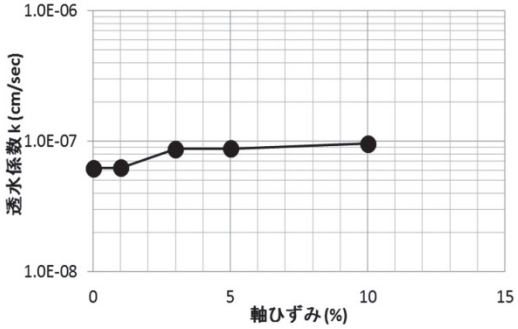


図－3　一軸圧縮強度試験結果

2．4．2　透水性

HCB-F の透水性を確認するため透水試験を実施した．試験は，試料の変形時の透水性の変化を計測するため，圧密非排水三軸圧縮試験のせん断過程において，軸ひずみ 0，1，3，5，10%に達した時点で，軸差応力を 0 まで除荷し，過剰間隙水圧の消散を確認した後，透水試験を実施したものである．図-4 に透水試験結果を示す．

同図より，HCB-F 供試体の透水係数は 10^{-8}cm/s のオーダーであり，当初目標とした透水係数 3.6×10^{-7}cm/s を十分満足するものである．また，軸ひずみ 10%の変形状態においても，透水係数 k は大きく変化しないことが確認できた．

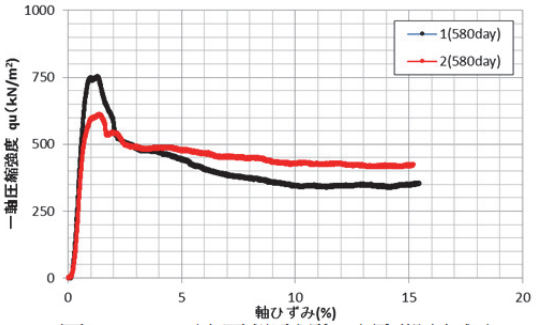


図－4　透水試験結果

2．4．3　長期材齢における性能

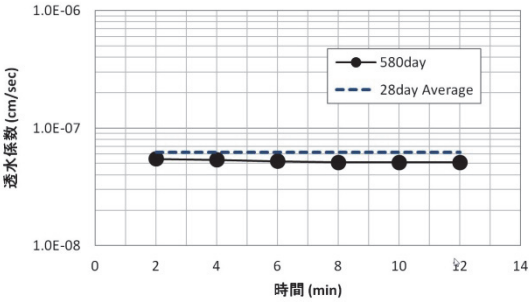
長期の経時変化を確認するため，同配合の供試体について材令 580 日で一軸圧縮試験および透水試験を実施した．材令 580 日での一軸圧縮試験の結果を図-5 に示す．

発現強度は，材令 28 日の一軸圧縮強度 q_{umax}=200kN/m² （図-3 参照）から材令 580 日では，750kN/m² まで上昇するが，10%，15%と大きくなっても残留強度は急激に



図－5　一軸圧縮試験（長期材令）

低下することはなく保持され，長期材令においても繊維混入による靭性が確認できる．鋼管矢板，箱型矢板などの連結部・継手部の遮水室へ充填されることを考えると，HCB-F が長期材齢による強度増加を経ても，鋼材との相対強度としては十分小さいと考えられ，加えて大変形時でも靭性による残留強度が発揮されているので，変形追随性は確保できるといえる．

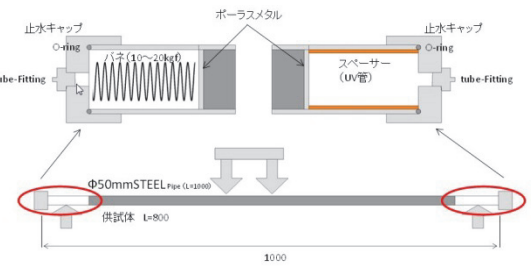


図－６　透水試験（長期材令）

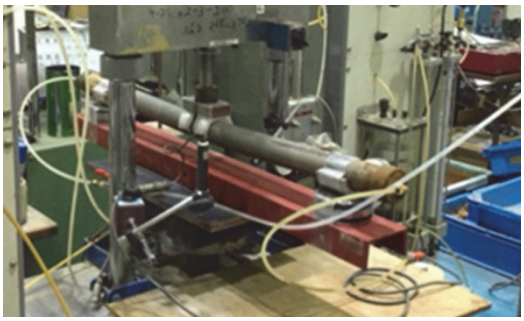
材令 580 日における透水試験結果を図-6 に示す．材令 580 日での透水係数は，$k=5.2\times10^{-8}$cm/s となり，材令 28 日での透水係数 $k=6.2\times10^{-8}$cm/s と同等の結果であり，性状の劣化は見られない．

２．４．４　曲げを受けた鉛直遮水構造の遮水性能の確認

鉛直遮水構造として，HCB-F と鋼材の複合体としての遮水性能を把握するため，遮水室を模したアルミ製パイプ（内径 50mm，L=1000mm）に HCB-F を充填・加圧養生（≒100kN/m² ）を行った鉛直遮水構造の供試体で透水試験を行った．なお，透水試験は，鉛直遮水構造の変形の影響を把握するため，0，1，3，5%の曲げひずみを与えて透水試験を行った．図-7 に装置概要図を示す．また，実験状況を写真-1 に示す．材齢 28 日，および 900 日の供試体で曲げひずみを与えた状態での透水試験結果を図-8 に示す．遮水構造供試体模型の透水係数は，曲げひずみを 5%与えても大きな変化はなく，大きな変形があっても，著しい遮水性能の低下がないことがわかる．



図－７　装置概要図



写真－１　曲げひずみ実験状況

また，材齢が900日の供試体では若干透水係数は大きくなる程度でこれは材料のばらつきと考えられ，経時による肌やせもなく界面の剥離もないことが確認できる．

遮水構造体模型の透水係数は，概ね1×10^{-6}cm/s前後という結果である．これは本供試体断面における土質系遮水材HCB-Fの透水とHCB-Fとアルミパイプ間の界面透水の和として計測されたもので，この計測結果とHCB-Fの透水係数からHCB-Fとアルミパイプ間の界面透水率を算出し，実規模（浸透層厚50cmの箱型矢板継ぎ手部）での透水係数を算出する．材齢900日，曲げひずみ5%時での遮水構造供試体の結果を例とする．このときの曲げ供試体の透水係数k_{all}（パイプ浸透断面における「HCB-F断面からの透水量」と，「HCB-Fと鋼管界面からの透水量」の和）は，4.00×10^{-6}cm/s（図-8参照）と計測された．

HCB-Fの透水係数$k_{HCB\text{-}F}$は，5.2×10^{-8}cm/s（図-6参照）と既知であるから，この両者の透水係数からHCB-Fと鋼材界面の透水率k_Bが下式より算出できる．

$$k_B\ (\mathrm{cm^2/s}) = \{k_{all}\times A - k_{HCB\text{-}F}\times A\}/L = 4.93\times10^{-6}\mathrm{cm^2/s}$$

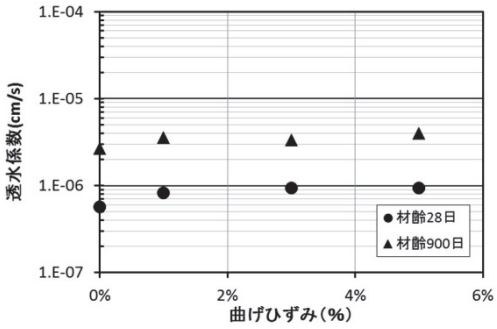
ここに，A：供試体断面積（ $=5.02^2\pi/4$ cm² ）

L：浸透断面での界面長さ（ =5.02π cm ）

図-2 に示す箱型矢板遮水室のハッチング部(単位厚さ)に着目し，実施工時の透水性能を試算する．鉛直遮水構造体での単位厚さにおける単位時間当たりの透水量 Q は，下式で表される．

$$Q = k_{all}\ (cm/s) \times \text{浸透断面積}\ (=19cm^2)$$
$$= k_{HCB\text{-}F}\ (cm/s) \times \text{浸透断面積}\ (=19cm^2)$$
$$+ k_B\ (cm^2/s) \times \text{浸透断面の界面長}\ (=1cm)$$

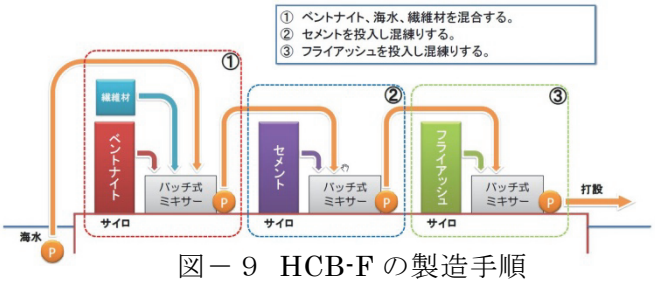
これより，$k_{all}=3.1\times10^{-7}$cm/s と算出される．また，鋼管矢板遮水室についても同様の手順で試算すると，$k_{all}=3.4\times10^{-7}$cm/s と算出され，どちらも当初目標とした透水係数=3.6×10^{-7}cm/s 以下を満足する．



図－８ 透水試験（曲げ供試体）

3 施工事例

愛知県名古屋市での管理型最終処分場の鉛直遮水工（鋼管矢板式）に本材料を適用した．鋼管矢板継ぎ手部の遮水充填として水中部 83m³ を HCB-F で，気中部 17m³ をアスファルトマスチック 17m³ の施工である．



図－９ HCB-F の製造手順

図-9 に HCB-F の製造手順を，写真-2 に製造プラントを，写真-3 に施工状況を示す．HCB-F の打設は，水中ポンプで遮水室内の余剰水を排除しながら 2 インチの打設ホースにて下部から打ち上げた．現場での品質は，製造した HCB-F スラリーを対象にフロー試験と密度試験で管理した．また，サンプリングしたスラリーにて供試体を作製し一軸圧縮試験および三軸透水試験を実施した．試験結果は，事前の室内試験と同等の $k=1.2\times10^{-7}$cm/s（要求透水係数：7.2×10^{-7}cm/s 以下）と施工品質も要求性能を満足することを確認した．打設サンプルによる溶出試験の結果，重金属による環境負荷を与えないことを確認した．



写真－２ 製造プラント



写真－３ 施工状況

4 結 び

本技術は，2016 年 5 月に（一財）沿岸技術研究センターより，港湾関連民間技術の確認審査・評価事業による評価（第 15002 号）[2] を受けた．今後，さらなる適用範囲の拡大を目指し，技術開発を継続していく予定である．

参考文献

1)（財）港湾空港高度化環境研究センター：管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版），p36,2008

2)（一財）沿岸技術研究センター，港湾関連民間技術の確認審査・評価事業報告書，第 15002 号，「土質系遮水材 HCB-F（ハイブリッドクレイバリア・フライアッシュ）」

第2会場

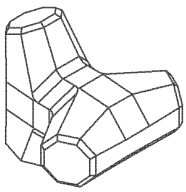
第Ⅳグループ

高波浪海域で使用される無筋消波ブロック　－ドロスⅡ型－

（株）不動テトラ　ブロック環境事業本部　総合技術研究所　○昇　悟志
ブロック環境事業本部　技術部　錦織　和紀郎
北陸支店　ブロック環境技術室　廣瀬　紀一
北陸支店　ブロック環境技術室　浜口　正志

1　はじめに

現在，主に高波浪海域で使用されている消波ブロックのドロスⅡ型（図－１）は，従来のテトラポッドよりも構造性能（構造強度）に優れ，且つ高波浪の来襲にも耐え得る高い耐波安定性能を有した経済的なブロックを提供することを目的に開発された，無筋の大型消波ブロックである。



図－１　ドロスⅡ型

高波浪海域は，既存の無筋消波ブロックが適用されている波浪海域よりも波高は大きく，当然，ブロックに作用する波力は増大する。これまでの知見では，無筋ブロックで構造強度を向上させるために部材を重厚化すると耐波安定性が低下するといった傾向があるため，開発時においては無筋として構造性能の向上と耐波安定性能の向上の両立は非常に難しい課題であった。ドロスⅡ型は，この難しい課題を克服したブロックであり，現在までに国内外で多くの防波堤や護岸に使用され，信頼を得ている。

本報告では，ドロスⅡ型の持つ高い耐波安定性能の紹介と，構造性能を評価するための解析や実験の結果，および環境共生機能に関する実施事例について述べる。

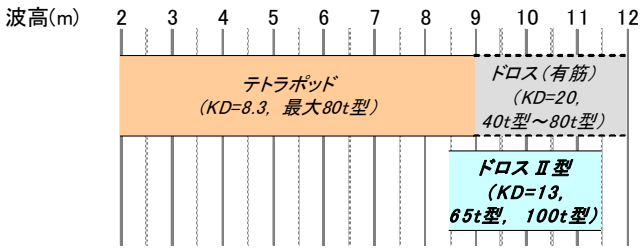
2　耐波安定性能

防波堤等で使用される消波ブロックの大きさは，式（1）の質量算定の基本式を用いて決定する場合が多い。この式では，防波堤に到達する波高（設計波高）H_Dや消波工断面形状が既知であれば，質量MはK_D値によって決まる。この値はブロックの噛み合わせ効果を示す定数であり，ブロックの形状によって異なる。ドロスⅡ型のK_D値はK_D=13 と，既存の無筋消波ブロックの中でも最上位の値となっており，質量を小さくできるとともに，既存の無筋消波ブロックでは適用できない波高領域（高波浪海域）にも使用可能となっている（図－２）。

$$M = \frac{\rho_r H_D^{\,3}}{K_D\left(\rho_r/\rho_w - 1\right)^3 \cot\alpha} \qquad (1)$$

ρ_r:ブロックの密度(t/m^3)，ρ_w:海水の密度(t/m^3)，

α：消波工のり面と水平面のなす角度



図－２　ドロスⅡ型の適用波高領域

3　構造性能

3．1　非線形有限要素解析による静的曲げ耐荷力評価

消波工の最下層に置かれたブロックには，その上層に積まれる消波ブロック複数体の重量が荷重として作用する。これに対して十分な構造強度を有することが消波ブロックに要求されると考える。

そこで，最下層に置かれた状態のドロスⅡ型の静的曲げ耐荷力を既存ブロックと比較するために非線形有限要素解析を実施した。また，国内で最も多くの実績があるテトラポッドでも同様の解析を行い，両者の解析結果を比較することでドロスⅡ型の静的曲げ耐荷力を評価した。なお，解析を実施した両者の大きさは 100t 型に統一した。ただし，テトラポッドは 100t 級の大きさが存在しないため，仮想的に 100t 型のモデル化を行っている。

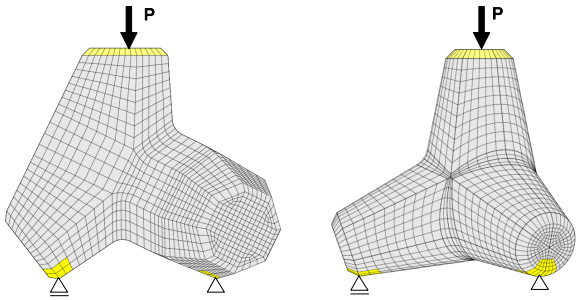
３．１．１　解析の概要

本解析は，構造解析ソフト midasＦＥＡを用いた。コンクリートの構成モデルは，圧縮応力下ではThorenfeldt モデル,引張応力下ではHordijk モデルとした。材料物性値は圧縮強度を f'c=21N/mm^2，最大粗骨材寸法 dmax=40mm とし，引張強度，ヤング係数，および破壊エネルギーはコンクリート標準示方書式に従って計算したものを用いた。また，コンクリートのひび割れモデルは，ひび割れ面でのせん断伝達モデルを考慮する必要のない回転ひび割れモデルを採用した。

解析は，最大荷重以降の軟化領域まで変位制御による単調増加とし，修正ニュートンラプソン法により収束計算を実施した。

３．１．２　解析モデル

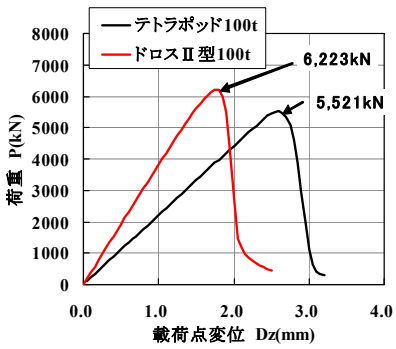
解析モデルを図－３に示す。各要素は 20 節点 6 面体要素を基本として 3 次元でモデル化した。基本的には無筋コンクリート要素でモデル化しているが，載荷点および支持点に限り弾性要素（図－３の黄色の要素）を適用して応力集中に対応し，構造体としての破壊現象の再現を試みている。また，載荷点はブロック天端面の中心位置とした。



図－３　要素モデル

３．１．３　解析結果

荷重－変位関係の解析結果を図－４に示す。ここで，図の横軸は載荷点の鉛直変位である。2 種類のブロックに対し，最大荷重以降の軟化領域まで計算できていることがわかる。また，ドロスⅡ型の最大荷重はテトラポッドの 1.3 倍程度であり，ドロスⅡ型は静的な荷重に対して高い構造性能を有していることが解析にて確認された。



図－４　解析結果

３．２　ドロスⅡ型の耐衝撃性能実験（落下実験）

消波ブロックは，波浪によって動揺する場合がある。この動揺は隣接するブロック等への繰返し衝突や転落による衝突を引き起こし，それによりブロックの脚が破壊する可能性がある。このような衝突に対して十分な構造強度を有することも重要である。そこで，このような衝突に対するドロスⅡ型の耐衝撃性能を調査するために落下実験を実施した。比較対象として，ここでも同じ無筋コンクリートブロックであるテトラポッドを用いた。

３．２．１　実験の概要

実験は繰返し衝突現象をモデル化した一脚落下実験と，転落衝突現象をモデル化した全体自由落下実験の２ケースを 50kg サイズと 2t 型の試験体にて実施した。一脚落下実験は，図－５（a）のように１本の脚を持ち上げた状態から自由落下させるもので，50kg サイズと 2t 型にて実施した。落下方法は，50kg サイズはブロックの片脚をある高さまで棒で持ち上げておき，その後，棒をハンマーで水平方向に素早く打撃させることで片脚を落下させる方法（写真－１）とし，2t 型は落下装置を用いた。全体自由落下は，図－５（b）のようにブロック全体を水平に持ち上げた状態から自由落下させるもので，こちらは 2t 型のみとした（写真－２（b））。使用材料は 50kg が設計基準強度 f'c=21N/mm^2，最大粗骨材寸法 dmax=20mm，2t 型が f'c=24N/mm^2，dmax=25mm のコンクリートとした。

実験はこの２種類のケースをブロックが破壊するまで繰返し落下衝突させた。

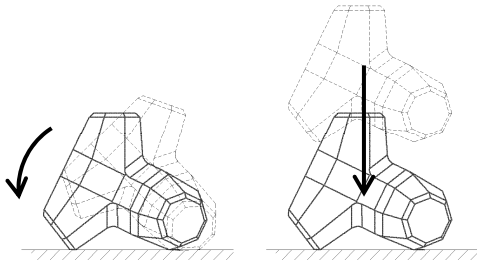
３．２．２　実験結果

50kg サイズの実験結果を表－１，写真－３に示す。実験は衝突時の速度を V=1.0m/s で統一した。

テトラポッドは繰返し回数が 500～600 回程度で脚接合部の付根から折損した（写真－３（a））。一方，ドロスⅡ型は 5,997 回目の衝突で脚先端部が欠損し，脚接合部の付根から折損することはなかった（写真－３（b））。

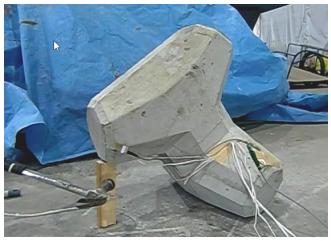
2t 型の実験結果を表－２，写真－４に示す。一脚落下ケース，および全体落下ケースは落下高さを h=90cm，および h=80cm で２種類のブロックは統一した。

一脚落下ケースにおいて，テトラポッドは繰返し落下 18 回目で 50kg の場合と同様に脚接合部の付根から折損した（写真－４（a））。一方，ドロスⅡ型は 20 回目終了時で衝突部のコンクリートが圧潰や剥離したのみであった。更に実験を進めることもできたが，衝突部の圧潰の進行状況が 50kg



（a）一脚落下　　（b）全体自由落下

図－５　衝突モデル



写真－１　50kg サイズの落下方法



（a）一脚落下　　（b）全体落下

写真－２　2t 型の落下方法

表－１　50kg サイズの実験結果

ブロック名称		落下高さ h(cm)	衝突速度 V(m/s)	繰返し落下回数 N(回)
テトラポッド 50kg	No.1	10.0	1.0	472
	No.2	10.0		650
ドロスⅡ型 50kg		15.0		5,997



（a）テトラポッド　　（b）ドロスⅡ型

写真－３　実験終了時の破壊状況（50kg）

サイズと同様であったため，脚接合部で折損することはないと判断し，この回数で実験を終了した。

全体落下ケースにおいて，テトラポッドは落下1回目で脚部が折損した。破壊面は衝突点から概ね斜め45度方向の面であった。一方，ドロスⅡ型は一脚落下と同様に衝突部の圧潰や剥離が進行してくのみであったため，こちらも繰返し落下20回目で実験を終了した。

以上，50kgサイズと2t型の落下実験の結果より，ドロスⅡ型の耐衝撃性能は無筋でありながらテトラポッドの性能を大きく超えるものであり，これは他の既存無筋消波ブロックに対しても同様と考えられる。よって，波浪作用によるブロック相互の衝突に対し，ドロスⅡ型の耐衝撃性能は非常に優れていることが落下実験により証明された。

4　環境共生機能

一般に，海域に設置したコンクリートブロックは，多様な生物の生息の場を提供する。コンブ科の海藻などは，特にブロックの稜線付近に着生生残しやすいことが知られている。ドロスⅡ型も多くの稜線を有していることから，海藻などの着生基盤としての機能に優れている。

また，近年サンゴを取り巻く環境が変化しており，サンゴ礁が衰退傾向にある。サンゴ種苗の供給源が少なくサンゴ礁が形成しにくくなっており，サンゴの着生促進効果がブロックに望まれている。

ドロスⅡ型では，型枠に設けられた複数の打設用開口部の蓋枠を利用することで，早期に効率よくサンゴを着生させるための表面加工も比較的簡便に行える。写真－6は，打設用開口部の蓋枠内面にサンゴの着生に適した溝形状のウレタンマットを貼り付けて表面加工を施した事例である。

表－2　2t型の実験結果

実験ケース	ブロック名称	落下高さ h(cm)	衝突速度 V(m/s)	繰返し落下回数 N(回)
一脚落下	テトラポッド	90	2.6 ～ 2.7	18
	ドロスⅡ型			20
全体落下	テトラポッド	80	4.0	1
	ドロスⅡ型			20



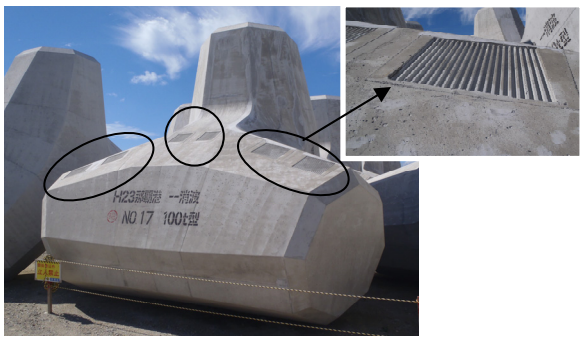
(a) テトラポッド　　(b) ドロスⅡ型

写真－4　一脚落下実験後の破壊状況（2t型）



(a) テトラポッド　　(b) ドロスⅡ型

写真－5　全体落下実験後の破壊状況（2t型）



写真－6　サンゴ着生に配慮した表面加工例

5　まとめ

ドロスⅡ型の耐波安定性能は既存の無筋消波ブロックの中で最上位である。また，構造性能は非常に優れていることが解析や実験から証明され，この結果は今後，消波ブロックを含めた防波堤の維持管理を考える上でも有意な知見になるものと考える。また，環境共生機能に関しては，海藻のみならずサンゴ礁の形成にまで配慮した対応実績があり，ドロスⅡ型による多様な生物の生息環境の提供が可能である。

水中三次元座標測量システム

株式会社本間組　土木事業本部技術部　○山本　誠
土木事業本部土木部工事課　担当課長　大野　武志
土木事業本部技術部　担当課長　本間　義信
土木事業本部技術部　技術開発研究室長　岩田　秀樹

1　はじめに

港湾や漁港の防波堤や護岸の基礎工事などでは、構造物の位置や高さの基準となる水中基準点の設置が必要である。水中基準点の精度は構造物の出来形に大きく影響するため、工事の品質を確保する上で重要である（写真－１参照）。

従来の水中基準点測量では、陸上基準点から水上の基準点を誘導し、その位置からレッドを海底に複数回落下させ、それらの落下点の平均的な位置を水中基準点としていた。また、基準点の高さはレッドにより得られた水深と検潮所観測潮位から補正していた（図－１参照）。近年、港湾施設の沖合展開等に伴い、水中基準点は、より厳しい環境での設置作業を余儀なくされていることから、潜水士を含めた測量担当者の負担増加およびヒューマンエラーの発生により、安全性や確実性の面で課題があると考えられる。

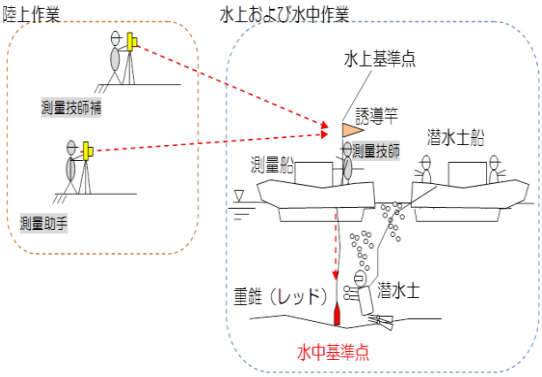
この様な背景から、水中基準点測量の測量精度の向上、安全性の向上、施工の確実性を目的とした測量システムを開発した。本報では、従来技術の課題について整理した上で、新たに開発した測量システムの概要と特徴、現場での適用事例について紹介する。

2　従来技術の課題

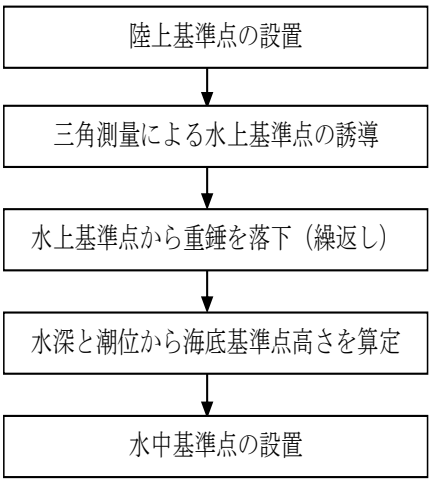
図－２に従来技術の施工フローを示す。従来技術では、水上基準点を誘導するための陸上基準点を設置する必要がある。また、陸上基準点から動揺している船舶を水上基準点へ誘導し、誘導した位置からレッドを複数回落下させて水中基準点の平面位置 x,y を決定するため、海面条件によっては、労力や潜水時間が増加する。水中基準点の高さ z はレッドにより得られた水



写真―１　基礎工の水中基準点



図―１　従来の水中基準点測量



図―２　従来技術施工フロー

深と検潮所の観測潮位から補正する必要があるため、ヒューマンエラーの発生が懸念される。表－１に従来技術の課題を作業工程毎に整理する。

水中基準点設置作業は、限られた工程や海象条件下で施工しなければならないため、測量作業の省人化・省力化、安全性の向上、施工の確実性が求められている。

表－１　従来技術の各作業工程における課題

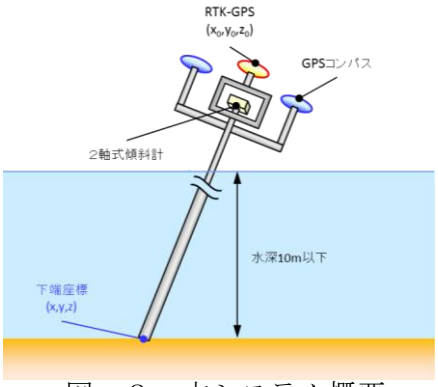
作業内容		従来技術の課題
ステップ1	陸上基準点設置	・水上基準点を見通せる位置に陸上基準点を設置する事前作業が必要である。
ステップ2	三角測量による水上基準点への誘導	・陸上基準からの誘導作業が必要である。また、陸上から誘導された船舶の動揺は測量精度低下の要因となる。
ステップ3	水上基準点から重錘を落下（複数回）	・重錘を落下する際に、海流の影響を受け、水上基準点と落下位置が一致しない可能性がある。 ・複数回落下作業を行うため、海象条件によっては潜水作業が増加し、潜水士の負担が大きい。
ステップ4	水深と潮位から海底基準点高さを算定	・水深と検潮所から提供される潮位データから基準点高さを算定するため、ヒューマンエラーが生じる可能性がある。
－	作業全般	・測量作業は静穏な海象条件下で実施しなければならないため、迅速に測量作業を実施する必要がある。

３　システムの概要

３．１　測定原理

本システムは主に RTK-GPS、傾斜計で構成される。RTK-GPS で得られた位置情報 x_0,y_0,z_0 と 2 軸式傾斜計で得られるポールの傾斜情報および GPS コンパスから得られるポールの方位からポール下端の位置座標 x,y,z を得るものである。

図－４にシステム系統図を示す。事前にポールの長さと目標点座標 x,y と各座標のジオイド補正情報を入力する。RTK-GPS 受信機から得られた位置情報にポールの傾斜情報、方位情報からポール下端の正確な三次元座標を得る。

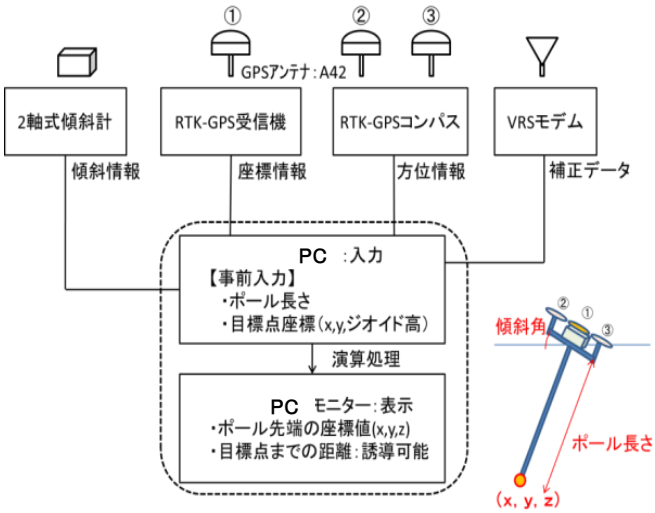


図―３　本システム概要

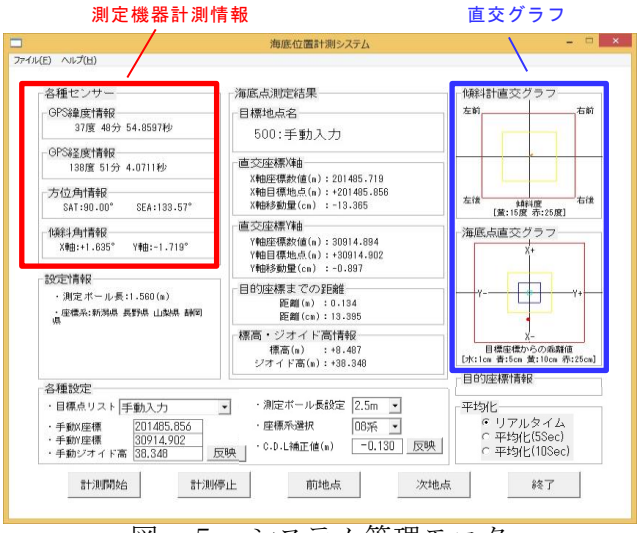
３．２　システム管理モニタ

３．２．１　モニタ表示項目

図－５にシステム管理モニタを示す。システム管理モニタでは各測定機器の計測情報、現在のポール下端の座標が表示される。目標の座標を事前に入力することにより、ポ



図―４　システム系統図



図―５　システム管理モニタ

ール先端座標との距離、方向を直交グラフで視覚的に把握することができる。

３．２．２　設定項目

測定開始前における設定項目は、目標基準点、測定ポール長、座標系、C.D.L 補正値である。測量作業の対象となる目標基準点を事前に複数入力し、その都度選択することで、作業効率を向上させることができる。

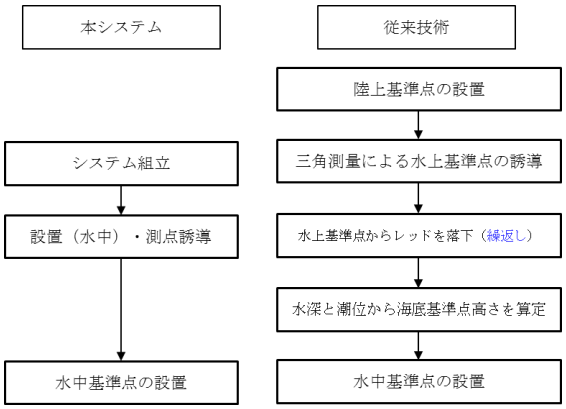
３．３　システムの特徴

本システムは２軸式傾斜計によるポールの傾斜情報と GPS コンパスによる方位情報を得るため、ポールが傾いた状態においても正確な測量および誘導を行うことができるシステムである。また、使用するポールは、複数のポールを連結して使用するため、水深に合わせて長さを調節することが可能である。ポールは海流の外力が作用するため、剛性が高く、かつ比較的軽量である SGP 管を採用している。

本システムの適用範囲は、GPS 情報を取得できる場所で、水深１０ｍ以浅の範囲である。なお、水深１０ｍ以浅は適用現場における実績値であり、今後は実績を踏まえながら１０ｍ以深への適用を考えている。

４　適用の効果

図―６に本システムと従来方法の施工手順の比較を示す。本システムを適用することにより、陸上基準点の設置や陸上からの水上基準点の誘導が省略され、手順が簡素化されるため、測量作業の省人化、省力化を図ることができる。また、繰り返し作業が発生しないため、潜水時間が短縮し、潜水士の安全性が向上する。さらに、従来技術における潮位補正作業が不要となり、ヒューマンエラーの要因を排除できるため確実性が向上する。従来技術と比較し、海流の影響を受けにくく、また、ポール下端の座標を直接測定するため、測量精度が向上し、構造物の出来形や品質の向上につながる。



図―６　施工手順比較


写真―２　キャリブレーション実施状況


写真―３　測定状況

５．　適用事例

本システムを港湾工事に適用し、工事に必要となる仮 BM を水中に設置した。適用にあたり、事前に陸上基準点での精度確認を実施した。表－２に結果を示す。測定の結果、既知座標値と測定座標値の差は数 mm～３０mm 程度と確認された。また、本システムにより計測した水中仮 BM の高さを水中水準器により測定したところ、その差は３mm であった（表－３参照）。表－４に港湾工事における捨石本均しおよびケーソン進

水据付の出来形管理基準値を示す。本システムは、出来形管理基準値を満足する精度を確保できている。

表－２　キャリブレーション実施結果

測点名	座標	既知座標値	測定値	差(m)
S１	X	215709.852	215709.841	0.011
	Y	49424.804	49424.775	0.029
	Z	1.562	1.567	-0.005

表－３　水中仮 BM 設置測定結果

測点名	座標	計画値	確認値	差(m)
No32 付近	Z	-6.900	-6.903	0.003

本システムを適用することで、水中基準点測量の省人化･省力化､測量精度の向上、安全性の向上、ヒューマンエラー要因排除による施工の確実性向上を図ることができた。

適用事例は港湾工事におけるものであるが、河川工事などの測量にも適用できる。

表―４　出来形管理基準値[1)]

工 種	管理項目	測定単位	許容範囲
捨石本均し	天端高	1cm	±5cm
	天端幅	10cm	+規定しない −10cm
	延 長	10cm	+規定しない −10cm
ケーソン進水据付	法線に対する出入	1cm	防波堤 ケーソン質量 2,000t未満 ±20cm 2,000t以上 ±30cm 岸 壁 ケーソン質量 2,000t未満 ±10cm 2,000t以上 ±15cm
	据付目地間隔	1cm	防波堤 ケーソン質量 2,000t未満 20cm以下 2,000t以上 30cm以下 岸 壁 ケーソン質量 2,000t未満 10cm以下 2,000t以上 15cm以下
	天端高さ	1cm	－
	延 長	1cm	－

６．　おわりに

本システムは、水中基準点測量における安全性、施工性、省力化、省人化を目的として開発したものである。本システムを適用し､潜水時間短縮による安全性の向上､陸上基準点の設置や水上基準点の誘導が不要になることで、施工性の向上、省人化、省力化を実現することができた。また、測量精度においても出来形管理基準値を満足し、出来形や品質の向上につながるため、非常に有効な測量システムであると考える。

今後は本システムを積極的に活用するとともに、ポールの軽量化、適用水深の拡大について検討を進めていく計画である。

参考文献

1)　港湾工事共通仕様書,国土交通省港湾局,平成 28 年 3 月

ラジコンボートを用いた港湾構造物の点検・診断システム

五洋建設㈱　技術研究所　土木技術開発部主任　　水野　剣一

１．はじめに

海水面上における目視調査では一般に、専門知識を有する者（例えば海洋・港湾構造物維持管理士やコンクリート診断士などの有資格者）が、小型船に乗り込み、知識を駆使しつつ船上から観察して劣化状態を把握する方法が通常であり、専門知識を有する者の確保及び目視点検実施の際の気象・海象条件に留意する必要がある。さらに構造物の劣化状況を詳細に把握するために桟橋上部工下部に足場を設けて調査点検を行うといった事例も多く、桟橋上部工下面の調査には相応の時間とコストが必要である。また、桟橋上部工下面は気象海象の影響によって常に静穏な同一環境下でしか目視調査が実施できない他、使用する船舶も小型のものを使用するが、操船者と点検者が乗船するために、ある程度の大きさが必要となり、例えば狭隘な部位が存在する桟橋の前面（主に前垂部）では進入できず十分な調査が実施できないという課題がある。

このため当社では、専門知識を有する技術者が直接桟橋下部に行かずとも調査点検が可能となる技術として､カメラを搭載した無人の小型ボートを用いた点検･診断システムの開発に取り組んでいる。

なお､本技術は NEDO で公募された「ＳＩＰ(戦略的イノベーション創造プログラム)インフラ維持管理・更新・マネジメント技術／モニタリングシステムの現場実証」に応募して採択され、2014 年 12 月～2017 年 3 月で開発を行っているものである。

２．点検・診断システムについて

本システムは操縦用カメラ及び撮影用カメラを搭載した無人のラジコンボート本体（写真-1）と、桟橋上部で操作する操縦部分及び撮影したデータ及び関連情報のデータベース化と演算処理を行う劣化診断処理部分から構成される（図-1 参照)。撮影方法は桟橋上部工下部の海面上にラジコンボートを走らせ、搭載したカメラにより桟橋上部工下面の劣化状況を点検しながら、その画像情報を桟橋上面に位置するモニタまたはパソコンに転送し、劣化情報（画像）を蓄積してデータベース化する。



写真-1　ラジコンボート

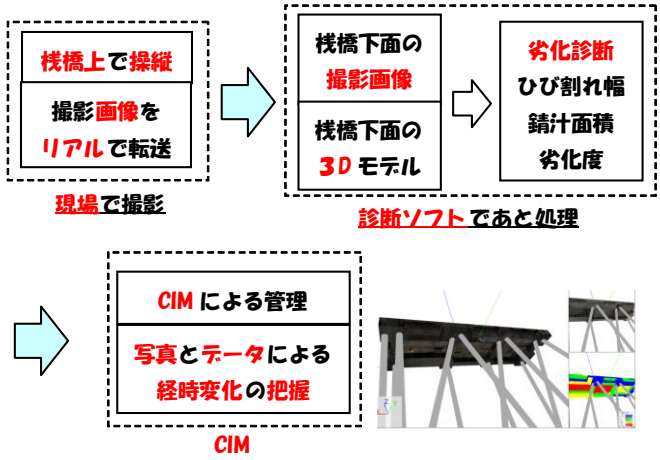
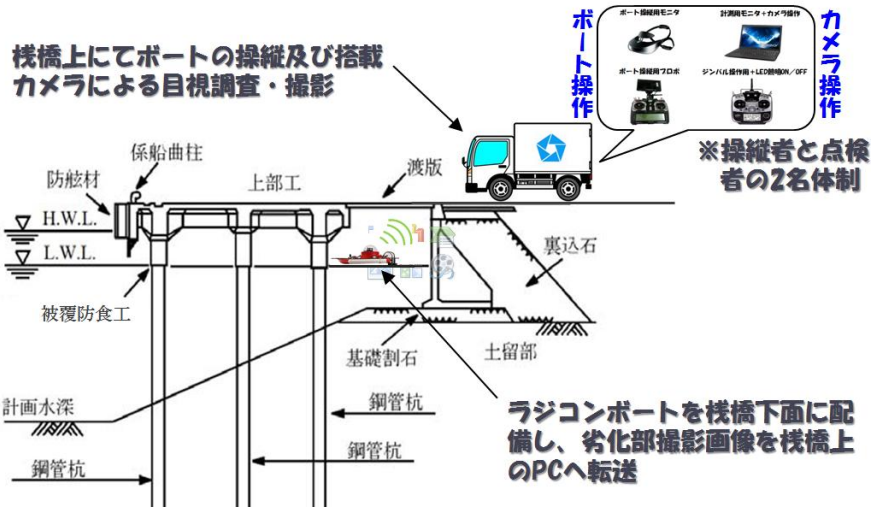


図-1　劣化診断・モニタリングシステム

この際ラジコンボートの操縦者と点検者は桟橋上面に位置し、手元のモニタまたはパソコンに転送された画像を確認しながら操縦及び点検調査を実施する（図-2 参照）。撮影用カメラは高性能のジンバル（動揺抑制装置）を介して搭載されるため、波浪による動揺をキャンセルでき、ブレのない安定した写真撮影が可能となる。次に撮影した静止画像群から SfM 解析技術による 3D 劣化モデルの作成を行う。3D 劣化モデルを構築することにより、ひび割れや錆汁の相対位置を特定できるとともに、ひび割れ幅および長さや、錆汁面積の集計のために、あおり補正の済んだ正対画像（オルソ画像）を効率的に得ることが可能となる。

また、画像及び関連情報のデータベース化と劣化の経時変化を CIM により一元管理し、さらに部材劣化診断から構造物全体の劣化診断までを行う専用ソフトウェアの開発を行った。今年度最終的にはラジコンボートによる点検・調査システムと自動劣化診断ソフトウェアを組み合わせ、総合的な維持管理システムを構築する。





操作状況

図-2　現場条件におけるモニタリング実施方法

３．桟橋での現場実証

実桟橋を対象として、2015 年 9 月や 2016 年 3 月に実証試験を行った（写真-2 参照）。ラジコンボートの投入方法は、写真-3 に示すようにボートが入ったかごをユニック車で吊って海に投入している。



写真-2 現場実証状況（桟橋）



写真-3 ラジコンボート投入状況

実証項目は、①桟橋下における、無線でのラジコンボートやジンバルの操作、画像転送、②撮影画像群を用いた桟橋上部工下面の 3D 劣化モデルの構築である。

実証結果は、①鋼管杭等がある桟橋下の走行状態でも、桟橋上でのラジコンボートやジンバルの操作、画像伝送できたこと、②インターバル撮影画像により得た静止画像郡から SfM 解析による桟橋下面の 3D 劣化モデルの作成したことである（図-3 参照）。

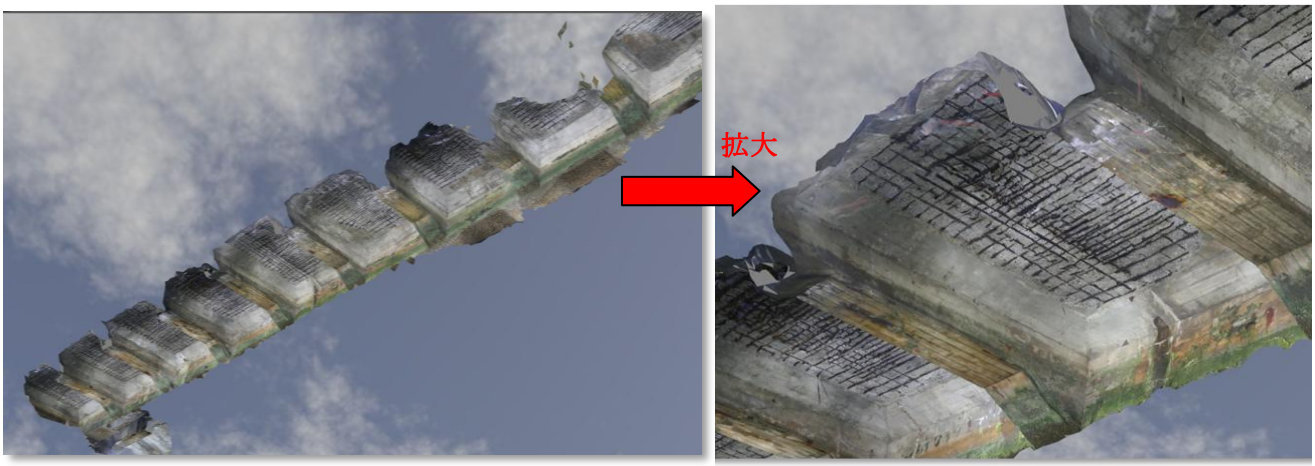


図-3 3D 劣化モデル（桟橋）

4．岸壁内の閉鎖空間での現場実証

2016 年 2 月に神戸港六甲アイランド地区岸壁（-13m）で図-4 に示す箇所の PC ホロー桁の下面部の調査を行った。本調査箇所は閉鎖空間かつ延長が約 350m と長く、操縦や画像の通信距離を考慮して、操縦者が小型船に乗り、ラジコンボートに並走しながら撮影を行った。ラジコンボートと対象物の離隔が約 1m 以上を確保できる時間が潮位の関係から 1 日 4 時間程度であり、2 日間（計 8 時間）調査を行って約 7000m^2 を撮影した。このときの海象条件としては、岸壁外で有義波高約 0.3m 程度あったが調査箇所では、静穏に近かった。調査状況を写真-4 に示す。

実証項目は、①閉鎖空間や夜間における本モニタリングシステムの適用性確認、②波浪等による撮影への影響、③3D 劣化モデル構築のための撮影方法の確立、④3D 劣化モデルから正対画像を取り出し、ひび割れ幅や錆汁面積の抽出と実際の変状との比較などである。

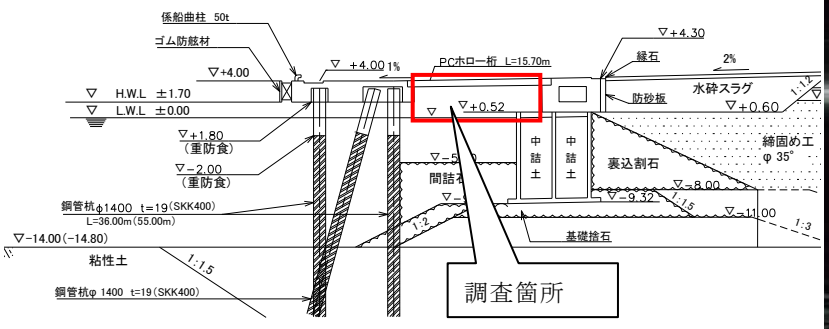


図-4 神戸港六甲アイランド岸壁断面図



写真-4 調査状況（PC ホロー桁）

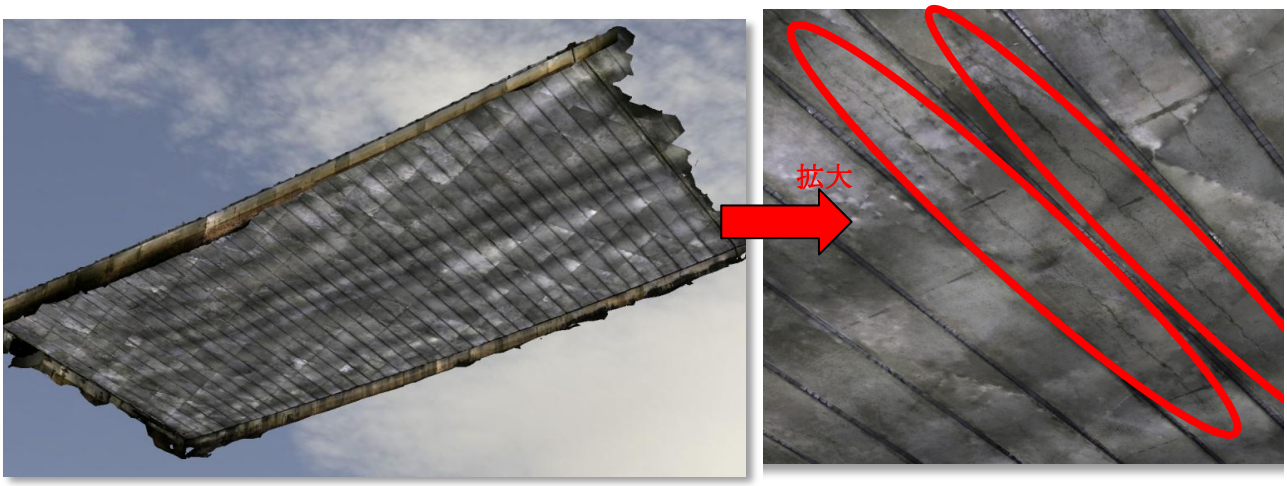


図-5　現場実証状況（神戸港六甲アイランド地区岸壁）

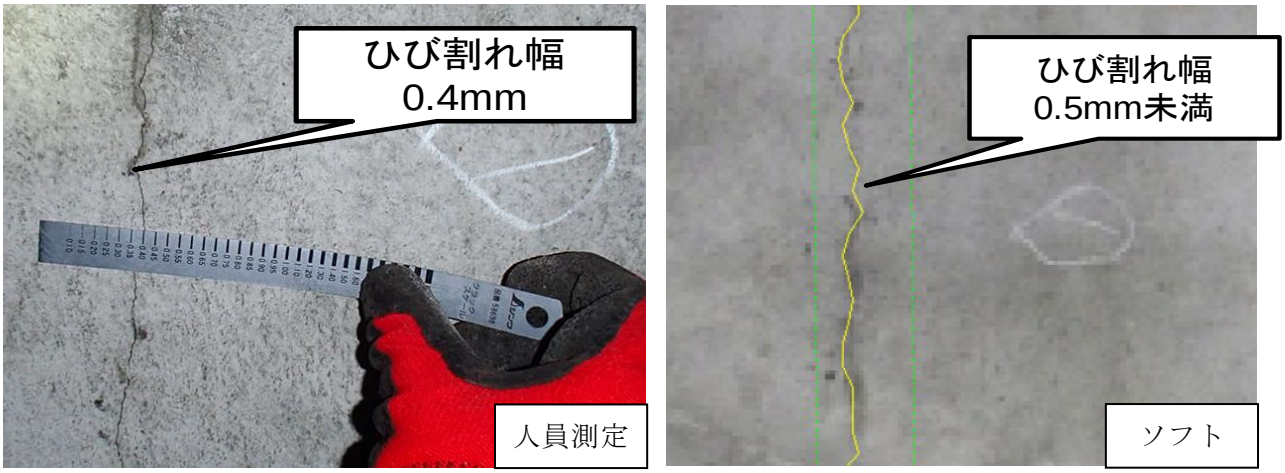


写真-5 クラック幅の検証状況（左：人員測定、右：専用ソフト）

実証結果は、①夜間の閉鎖空間であっても搭載した LED ライトにより良好な静止画像の撮影、②搭載したジンバルにより波浪による影響は排除され、良好な静止画像の取得、③1 枚/秒のインターバル撮影および SfM 解析により良好な 3D 劣化モデルの作成（図-5 参照）、④作成した劣化診断ソフトウェアにより、ひび割れ等劣化の抽出したことである（写真-5 参照）。

５．結び

実桟橋、海上の閉鎖空間や夜間において、ラジコンボートを用いた画像取得による点検・診断システムは適用可能であった。本技術は開発段階であり、今後は通信方法等の改良により伝送距離の改善、画像の撮影方法や処理の仕方などの効率化を図っていく予定である。

謝辞

神戸港六甲アイランド岸壁での実証現場をご提供いただいた国土交通省近畿地方整備局ほか、多大なご協力をいただいた関係各位に紙面を借りて謝意を表す。

プレキャストコンクリート製品の活用と効果

北陸地方整備局　企画部　技術管理課　課長　　土田　稔
課長補佐　　澤山　雅則
基準第一係長　加藤　耕一郎
基準第一係　○高橋　大輔

1　はじめに

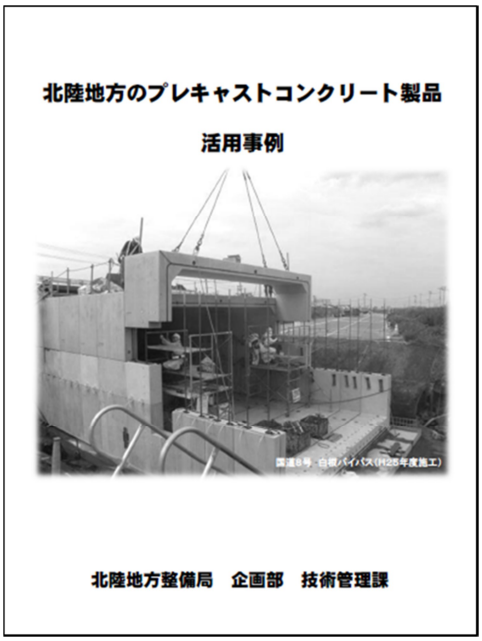
北陸地方の多くは積雪寒冷地に位置しており、冬期の作業条件が厳しい地域である。

そのため、従来から公共事業の平準化（通年施工）、省力化、省人化を目的として、コンクリート構造物のプレキャスト化・プレハブ化、さらにはプレキャスト製品の長尺化、大型化にいち早く取り組み、標準化（規格化）を図ってきたところである。

その結果、比較的小型な擁壁や、ボックスカルバート、法留基礎などはプレキャスト製品の使用が一般化し、また、プレキャスト製品の使用が現場打ちに比べ直接的な経済性で劣る大型構造物でも、個々の現場条件により間接的な仮設費用や直接的な経済性以外の効果を検討し、プレキャスト製品の活用を進めてきている。

最近では、今後の現場作業における技能者不足などの懸念から、さらなる生産性の向上や担い手確保の観点から作業現場の安全性向上などのための環境改善が求められている。これらを解決するため国土交通省は、平成27年12月に「i-Construction」の推進を打ち出し、その中でコンクリート工の「規格の標準化」に取り組む方針としている。

北陸地方整備局で昭和50年代中頃から取り組んできたプレキャスト製品の具体的な活用効果と、今後の更なる活用を促すため河川・道路構造物として比較的多く採用されているプレキャスト製品についてコスト比較や採用根拠等の事例をまとめた、事例集を作成した



図－１活用事集表紙

2　プレキャストコンクリート製品の活用効果

2．１　構造物の品質向上

工場で製造管理されているため、品質にバラツキが少なく緻密な構造物となり、また、高強度のコンクリートを使用するため耐久性が向上する。

北陸地方では、学識経験者、行政、北陸土木コンクリート製品技術協会で構成する「製造管理技術委員会」により、公共工事に使用するコンクリート製品の製造工場の確認検査を行うことで、製作工場の管理体制の向上と製品の品質確保・向上を図っている。現場での立会確認の省力化が

図れている。

さらに、現場における施工管理（品質管理、写真管理等）が軽減できる効果もある。

２．２　設計・工事の効率化

プレキャストコンクリート製品を活用することにより、規格化（標準設計化）が促進され、効率的な設計や工事発注ができる。

北陸地方整備局では昭和 59 年より産学官からなる「土木用コンクリート製品評価委員会」で、新たに開発された公共事業に使用するコンクリート製品を評価し、管内での使用実績があり複数会社で製造されている規格化されたコンクリート製品を集約的に紹介する「土木用コンクリート製品設計便覧」を監修することにより、設計の合理化を図っているところである。

さらに､使用頻度の多いコンクリート製品を｢標準設計」に取りまとめ、効率的な設計や工事発注が可能となっている。

製造管理技術委員会で年１回の頻度で行う製造工場の確認検査では、管理体制、材料管理、工程管理、製造設備管理、製造品質検査を行い、確認したコンクリート製品（13 種 77 製品）については、委員会から「製造品質認定書」を発行している。各工事において、この認定書を提示することにより、コンクリート製品関係の提出書類等の簡素化を図れ、現場での書類作成時間の削減が図られる。


製造品質認定書

○○○○○株式会社
代表取締役社長　○○　○○　殿

製造管理技術委員会が定めた実施要領に基づき検査した結果、下記工場及び当該製品の管理が良好であることを認めます。

製造管理技術委員会
委員長　丸山久一

記

認定工場及び事業所の名称　○○○○○株式会社　新潟工場
所在地　新潟市○○区○○○　○-○番地
有効期間　平成28年4月1日～平成29年3月31日
認定製品
U型溝、道路用側溝、ベンチフリューム
PCボックスカルバート、小断面ボックスカルバート
大型平張ブロック、大型コンクリート積ブロック
法先ブロック、L型擁壁
L形側溝、縁石

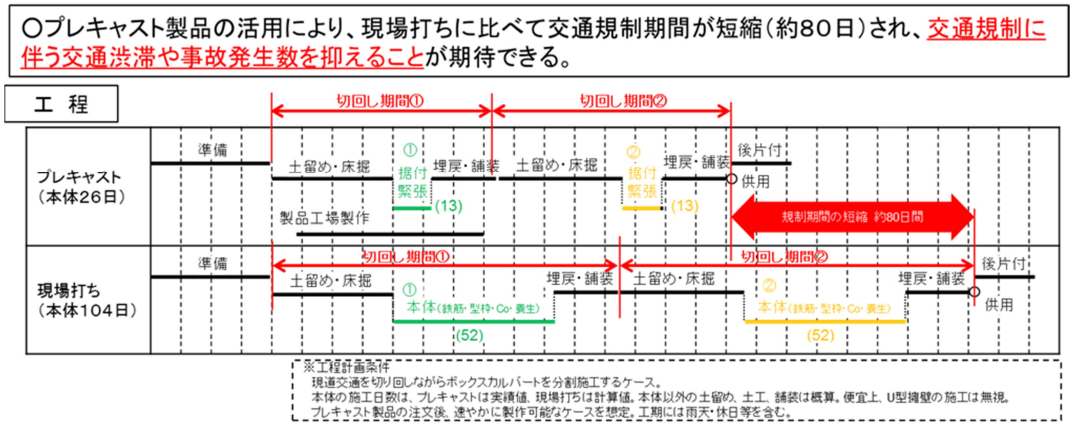
図－２　製造品質認定書イメージ

２．３　施工期間の短縮

構造物の現場施工期間が短縮されるため、全体供用スケジュールや個々の工事の施工期間に制約がある場合には、供用スケジュールや工期を満たすことができるようになる。

施工期間が短縮されることにより、仮設費用（水替え工、土留め矢板損料、交通規制費用）にかかるコスト縮減が図れるケースもある。

表－１　工程表イメージ



２．４　安全性の向上

土木工事において、一般的に施工期間が長くなると工事事故の発生率が高くなる傾向があるが、プレキャストコンクリート製品の活用により、施工期間を短縮することで工事事故の減少が期待できる。現道等の交通規制を伴う工事については、交通規制に伴う交通渋滞や交通事故の発生を抑えることも期待できる。

現場における設置、組立等の作業が機械化され、高齢化対策、省人化対策に加えて安全性の向上も期待できる。現場打ちに比べプレキャストコンクリート製品は、現場での作業員も少なく高所作業に伴う足場等も不要となるため、熟練工が少なくなっている現状では、工事事故が発生する恐れのある状況を減少できる可能性がある。

２．５　維持補修性の向上

部分的な更新や補修等において、現場打ちの構造では、大掛かりな補修工事が必要となるが、プレキャストコンクリート製品であれば、細かなスパンでの補修等が可能となる。

また、取り替え作業に伴う仮設工（土留め矢板、水替え工等）の施工延長や設置期間も短縮が可能となる場合が考えられる。

３　プレキャストコンクリート製品の活用事例

下記に主な活用事例を紹介する。事例集には下記の他、法留め用コンクリート基礎、鋼矢板基礎、ボックスカルバート（小型）、大型ボックスカルバート（Ⅲ型）、大型Ｌ型擁壁（Ｈ＝４ｍ）、消雪パイプの全９工種を掲載している。この「プレキャストコンクリート製品の活用事例」については北陸地方整備局のホームページにて公開されているため参照されたい。

（http://www.hrr.mlit.go.jp/gijyutu/index.html#seisan）

また、構造物本体の工事費とは別にコスト縮減額として仮設費用（足場・支保工、水替え工、土留め矢板損料、交通規制費用）、冬期施工（雪寒仮囲い、特殊養生費用）、構造物詳細設計に係る費用等を見込んでおり、材料＋設置のみの費用ではなくトータル的な要素を考慮した上でコスト比較を行っている。

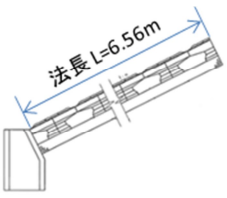
３．１　大型張りブロック、隔壁・巻止ブロック

大型張りブロック等は、プレキャスト製品を活用することによるコスト縮減額を見込むと経済性で同程度となるケースが多く、工期短縮や出水へのリスク軽減も期待できることからプレキャスト製品を活用している場合がある。

法長6.56m、護岸延長1mあたりで比較

プレキャスト製品（A）	現場打ち（B）	コスト比較（A／B）	コスト縮減額を考慮したコスト比較A／(B+C)
124千円／m	102千円／m	1．2～1．3	通常:1．2～1．3 （冬期:1．0～1．1）





図－４大型張りブロックのコスト比較及び施工イメージ

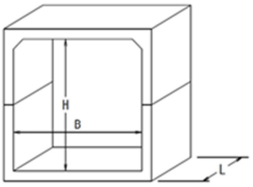
３．２　大型ボックスカルバート（Ｉ型）

大型ボックスカルバート（Ｉ型）は、プレキャスト製品を活用することによるコスト縮減額を見込むと経済性で同程度となり、さらに冬期施工を考慮すると安価となるケースもあり、経済性以外の効果（工期短縮、現道交通の安全確保等）も十分期待できるケースにおいて、プレキャスト製品を活用している場合がある。

Ｔ－25(Ｉ型)B4.0m×H4.0mで比較

プレキャスト製品（A）	現場打ち（B）	コスト比較（A／B）	コスト縮減額を考慮したコスト比較A／(B+C)
670千円／m	444千円／m	1.5～1.6	通常:1.0～1.1 (冬期:0.9～1.0)





図－５　大型ボックスカルバート（Ｉ型）のコスト比較及び施工イメージ

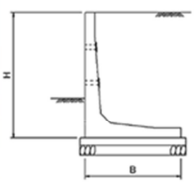
３．３　小型Ｌ型擁壁（Ｈ＝２ｍ）

小型Ｌ型擁壁（Ｈ＝２ｍ）は、プレキャスト製品が安価となるケースが多く、さらには経済性以外の効果も期待できることからプレキャスト製品を活用している。

H2000－ＡＩで比較

プレキャスト製品（A）	現場打ち（B）	コスト比較（A／B）	コスト縮減額を考慮したコスト比較A／(B+C)
37千円／m	57千円／m	0.6～0.7	通常:0.5～0.6 (冬期:0.3～0.4)





図－６　小型Ｌ型擁壁のコスト比較及び施工イメージ

４　むすびに

コンクリート構造物は、それぞれの現場条件などに応じて現場打ちとプレキャストのそれぞれのメリットを生かし、適材適所で採用していくことが大切である。

北陸地方整備局では、約 40 年前から省力化工法としてプレキャストコンクリート製品の活用を推進してきている。

さらに、平成４年度版の設計要領〔共通編〕では、労働者不足に対する省力化や工事の平準化に対応するため『コンクリート製品類の大型化、プレハブ・プレキャスト化、機械化・ロボット化、施工渡しの採用』を明記している。労働者不足に対する省力化や工事の平準化は今日的課題でもあり、プレキャストコンクリート製品の一層の活用を推進し、建設現場の生産性向上と作業環境の改善に資することを念頭に事例集を参考にして頂ければ幸甚である。今後も事例の収集を行い、本事例集のさらなる充実に努めていきたい。

むすびに、今日の北陸地方でのプレキャストコンクリート製品の活用は、約 40 年間にわたる先達の取り組みによるものであり、ここに敬意を表する。