平成 25 年度

建 設 技 術 報 告 会

報 文 集

平成 25 年 10 月

北陸地方建設事業推進協議会

建設技術報告会 実行委員会

目　次

第１会場　報告技術

橋梁詳細設計における CIM の試行 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
斜め土留め工法 ・・・ 5
法面削孔装置の移動式可変勾配足場の活用事例 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 9
ダムコンクリート夏期打設における温度抑制対策の実施事例 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 12
斜め入射波による護岸越波実験について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 16
ロングブーム吹付機の開発と現場適用 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 20
北陸地域におけるジオテキスタイル二重壁補強土壁工法の適用と改訂版の発行 ・・・・・・・・・・ 24
シェル型浸透固化処理工法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 28
「Made in 新潟　新技術普及・活用制度」について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 32
排水・湿潤連続養生によるコンクリートの耐久性向上技術の開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・・ 36
ポータブル ワイヤレス ライブカメラシステム(OPECA)の ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 40
工事検査における活用事例及びその活用効果について
老朽化した鋼矢板水路の補修・補強工法の開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 44
ST リペアコート ・・ 48
一般車両を用いた路面性状評価システムの開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 52
FRP を活用した橋梁の長寿命化 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 56
耐久性に優れたエポキシアスファルト混合物の開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60

第２会場　報告技術

下水熱を利用したランニングコストゼロの融雪システム ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 64
粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 68
寒冷地での FFP 追跡調査結果について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 72
雪堤を対象とした散水消雪試験について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 76
液状化対策工法エキスパッカ-N 工法と管理システム「スリーP オクト」の開発 ・・・・・・・・・・ 80
空気注入不飽和化工法（Air-des 工法） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 83
津波に対する防波堤港内側マウンドの保護工法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 87
岸壁の耐震補強における大口径・長尺アンカーの施工 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 91
狭隘地、既設構造物直下対応型の地盤改良技術 －SAVE-SP 工法・FTJ 工法（揺動式）－ ・・・・ 95
延長床版システムプレキャスト工法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 99
遊具周りの高弾性ゴム舗装「ウレタンパーソフト セーフティ」 ・・・・・・・・・・・・・・・・・ 103
スキッドレスシリーズ（滑り防止工法） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 107
新潟市中部下水処理場における消化ガス発電の取組み ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 111
港湾工事におけるコンクリートがらのリサイクル ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 115
泥土リサイクル技術「ボンテラン工法」 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 119
環境にやさしいアスファルト舗装 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 123

第1会場

第Ⅰグループ

橋梁詳細設計における CIM の試行

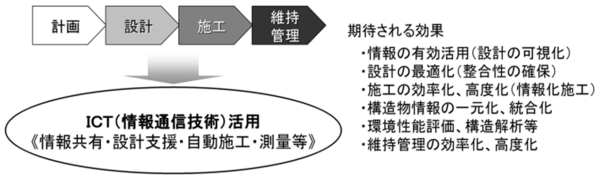
富山河川国道事務所　工務第二課長　高畠　勝志
工務第二課　専門官〇折橋　一禎

１　まえがき

能越自動車道の橋梁詳細設計において、ＣＩＭの試行を行ったので、その概要と効果の検証について報告します。

２　ＣＩＭの概要

ＣＩＭ(Construction Information Modeling)は、コンピュータ上に作成した３次元の形状情報に加え、材料・部材の仕様、コスト情報等の属性情報を併せ持つ情報モデルを構築し、設計～施工、維持管理に至るまでのライフサイクルのあらゆる段階でモデルを共有することにより、結果として、高度なシミュレーションによる最適設計、施工及び維持管理の効率化、コスト低減、安全性の向上等の生産性向上に寄与するものと期待されているものです。

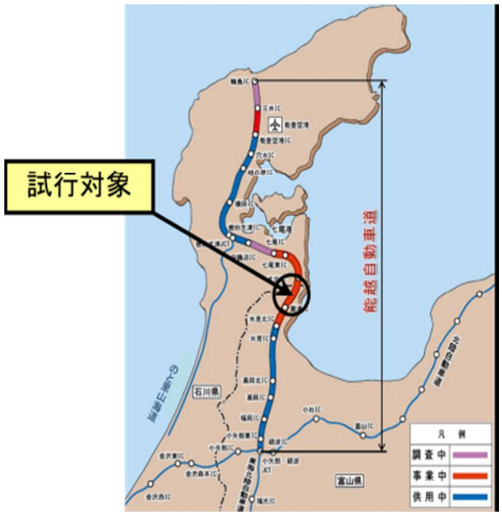


図－１　ＣＩＭ概要

３　試行の目的・位置付・対象

平成２４年度より国土交通省直轄事業において、３次元モデルを構築する設計業務で現行モデルの効率化を目指した「一般モデル」と、設計段階からＩＣＴ（情報通信技術）をフル活用する「先導モデル」の実施を行っております。

富山河川国道事務所では、能越自動車道七尾氷見道路事業において、中波１号跨道橋（氷見市中波地先の市道立体交差箇所）の詳細設計を対象に「先導モデル」として取り組みを行いました。図－２及び３に対象橋梁の情報を示します。



図－２　試行対象位置図

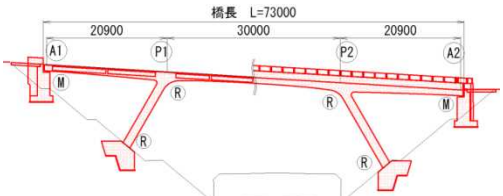
４　詳細設計における効果の検証

４．１　受注者の評価

４．１．１　作図・図化

地形情報の入力は、既往測量成果よりモデルに取り込むことで、効率的に地形の３次元モデルを作成できました。

また、３次元ＣＡＤを用いた作図と設計計算結果による３次元図面の修正については、従来の２次元ＣＡＤに比較



名　称	中波1号跨道橋
道路規格	第3種5級
橋　長	73．0m(20.9m+30.0m+20.9m)
幅　員	6．39m(有効幅員5．00m)
上部工	PC方杖ラーメン中空床版橋
下部工	逆T式橋台(直接基礎)
	橋脚基礎(段差フーチング)

図－３　試行対象橋梁諸元

して、３次元ＣＡＤでは作業工数が１．５倍程度となるほか、属性情報を入力する手間が付加的に必要になります。設計計算結果に伴う３次元ＣＡＤの修正作業は、２次元ＣＡＤの修正作業と比較して大きな差はありませんでした。

４．１．２　３次元モデルの活用

従来、干渉や不整合をチェックするために複数図面での確認が必要となっていた作業も、専用ソフトを用いた干渉チェックを実施することで、鉄筋相互及び鉄筋とＰＣ鋼材、鉄筋と支承アンカーとの干渉などの不整合箇所が瞬時に把握でき、設計ミスの排除に効果があり、設計照査の効率化を図ることができました。（図-4～6 参照）

加えて、完成イメージを瞬時に認識・共有できるため、ステークホルダー間の合意形成を図る上で極めて有効であるほか、課題の抽出、アイデアの発想を短時間に可能にする効果があることが確認できました。

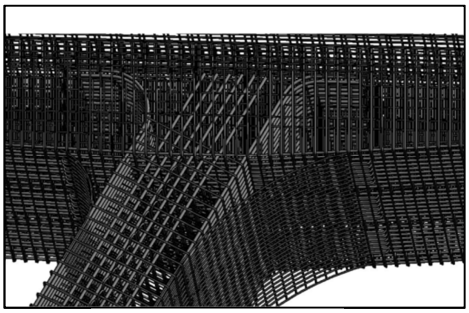


図-4 隅角部配筋

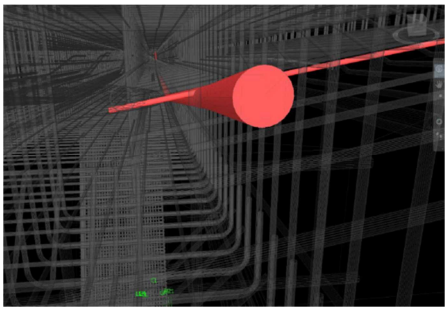


図-5 干渉状況

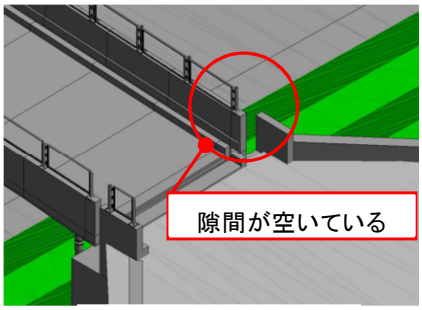


図-6 照査チェック

４．１．３　数量計算

上部工、下部工、付属物、仮設工（支保工）について数量の自動算出を実施した結果、数量算出は高い精度で瞬時に算出でき、相当の効率化を図ることができました。

４．１．４　仮設・施工計画

３次元施工ステップ図を用いた設計協議では、各施工ステップの可視化により、複雑な土工工事の施工手順、仮設計画との取合いなど施工イメージの共有が図られ、受発注者間における設計・施工条件の相互確認を行う上で有効であることを確認しました。（図-7～9 参照）

さらに、地元説明、関係機関協議、設計施工連絡会議等の各段階で、利害関係者間の合意形成を図る際にも有効に活用できます。

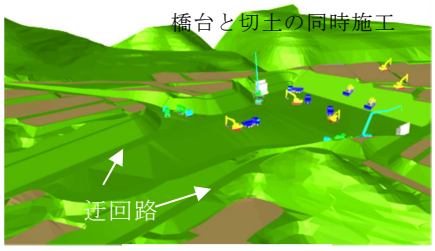


図-7 橋台施工

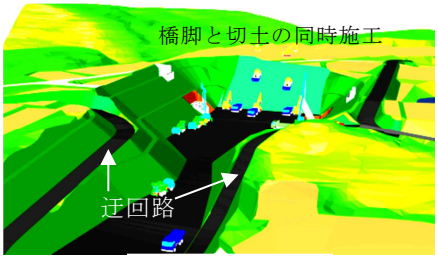


図-8 橋脚施工

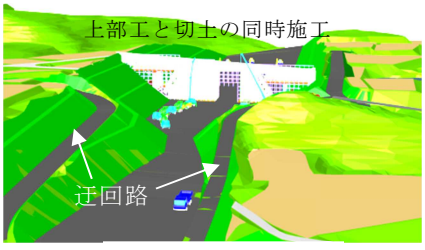


図-9 上部工施工

４．１．５　属性情報の付与

３次元モデルのオブジェクト毎のプロパティに属性情報を格納できることを確認しました。想定される属性情報の例を表－１に示します。

表－１属性情報例

工程	橋体工 コンクリート			
	属性種別	属性名称	入力種別	入力情報(例)
設計時	物性値	設計基準強度	テキスト	σck=40N/㎟
積算時	物価情報	価格	テキスト	16,100円/m^3
施工時	材料調達先情報	プラント名	テキスト	北陸プラント(株)
	〃	プラント連絡先	テキスト	○○○○-△△-□□□□
	材料情報	配合情報	リンク	¥¥●●¥▲▲／■■.pdf
	品質試験結果情報	建設時圧縮強度(平均)	テキスト	σ_{28}=45.5N/㎟
維持管理時	橋梁基本情報	橋梁管理番号	テキスト	8370100100500
	点検履歴情報	点検時期	テキスト	yyyy/mm/dddd
	〃	点検業務名	テキスト	平成25年度○○管内橋梁点検業務
	〃	点検業者	テキスト	(株)△△コンサルタント
	〃	点検区分	プルダウン	初期点検、通常点検、定期点検、特定点検、異常時点検、第三者被害予防措置
	〃	点検対象部材	テキスト	支間中央
	損傷種別情報	損傷の種類	プルダウン	はく離、ひびわれ、遊離石灰、鉄筋の露出・腐食、空洞・豆板
	〃	損傷程度	プルダウン	A、B、C、E1、E2、M、S
	損傷状況情報	損傷図	リンク	¥¥●●¥▲▲／■■.pdf
	〃	損傷写真	リンク	¥¥●●¥▲▲／■■.pdf
	補修・補強履歴情報	補修時期	テキスト	yyyy/mm/dddd
	〃	補修対象部材	テキスト	床版
	〃	補修工法	テキスト	ひびわれ注入
		備考	テキスト	

４．２　発注者の評価

４．２．１　成果品の確認

成果品の確認時において、細部構造や各種取合い状況等が理解しやすくなるため、確認が容易になります。

具体的には、鉄筋の太さが表現されているため、周囲との取合いや干渉状況が確認しやすくなるほか、アンカーやシース等の部材が同一画面に表示できるため、従前の複数の図面を重ね見る必要が無くなります。

４．２．２　業務説明（内部説明・意思決定の効率化）

複雑な工程やイメージしにくい施工ステップを３次元で可視化することにより、施工ヤードにおける重機配置のコントロールポイントや問題箇所などの認識共有が高まり、意思決定の効率化を図ることができます。具体的には、本橋梁設計箇所は、切土施工と並行して工事用道路を確保しながら、橋台工、橋脚工、支保工、上部工及び本線切土工を施工する必要がありますが、図-7～9 の施工ステップ図により、工事の進め方や重機ヤードなど現場の全体像をよく理解したうえで、問題点・課題に対する意思決定を行うことができました。

４．２．３　関係機関協議

立体的な可視化によって関係機関それぞれの視点からのチェックポイントを網羅することができるため、協議をスムーズに行えました。一例として、利用者目線での視認性や、橋面上の用水路構造の注意事項等細部にわたって認識の共有に活用しました。

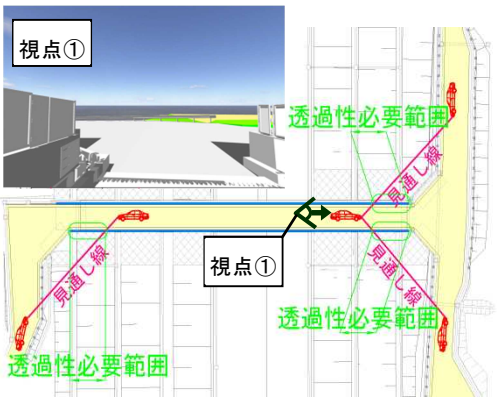


図-10　関係機関協議(視認性確認)

４．２．４　３次元施工ステップ図の作成

従来の設計業務では、平面的な施工ステップ図により頭の中で立体化し、工事手順を把握していますが、３次元施工ステップ図を作成することにより、全体的な施工状況と経時変化を視覚的に把握でき、工事用道路の計画が適正であることの確認やステップ毎に変化する切土等の数量を高精度かつ容易に算出できる等の有用性を確認しました。

５　試行で明らかとなった課題

５．１　　作業環境

試行段階であるため、標準ソフトの設定が無く、ソフト毎に必要とするハードウェアのスペックも異なる状況の中、鉄筋を含む全てのオブジェクトをデータ化した場合には、データ量が膨大とり、卓

上の汎用ＰＣでは動作不能となります。汎用ＰＣで円滑な作業を行うためには、標準ソフトウェアの開発、ハードウェアの性能向上が求められます。

５．２　３次元データ作成

データ入力の際のデータ量が膨大となるため、人件費・作業時間等のコスト面で通常より負担がかかりました。標準ソフトの設定・普及とオペレータの教育によりコストを下げていく必要があります。

５．３　ソフトウェア

３次元表示による可視化で、設計上の不備がある箇所は視覚的に発見できますが、鉄筋の材質、鉄筋径等の付属情報の検索は個々オブジェクト毎に行う必要があり、繁雑な作業となります。また、今回は修正設計業務であったため、設計数値等について要所要所で元設計成果と比較することで相互に照査できましたが、ＣＩＭのみの設計図等の作成となった場合、出力結果の照査方法が確立していないため、ソフトウェアの精度検定が必要と思われました。

発注者、設計者、施工者の各段階で容易にデータ編集・管理できる土木専用システムが望まれます。

５．４　既存システムとの連携

既存の道路管理データベースシステム等との連携にあたっては、対象となる構造物または部材毎の点検・損傷・補修履や使用材料・適用基準等膨大な情報量となるため、必要データの選定、データの一元化、図化によるわかりやすさの工夫等、容量を抑えつつわかりやすい仕組みを考える必要があります。

６　今後の展開

６．１　検証業務

平成２４年度は、詳細設計段階での試行を行いましたが、ＣＩＭは、維持管理までの一連を対象としているため、引き続き「先導モデル」としての検証を行って行く予定としており、平成２５年度は本橋梁の施工を予定しておりますので、施工段階の試行として以下の項目を検証したいと考えています。

①　設計照査、②施工計画作成及び管理、③地元工事説明会

６．２　施工者との調整

契約図書の情報量が増えることで、設計思想の伝達や打合せ協議の効率化が図られる反面、資料作成等の作業量が増える可能性も有り、施工者側からのメリットと負担について検証したいと考えております。

７　まとめ

建設分野全般へのＣＩＭ導入に向けた「先導モデル」としての試行を平成２４年度に行いましたが、設計段階では理解度向上やミス防止効果に高い評価となりました。

平成２５年度には試行の検証を引き続き施工段階において行っていく予定ですが、さらに検査から管理引き継ぎの段階についても検証していく必要があると考えます。

最後にご指導いただいた本省技術調査課ならびに北陸地方整備局技術管理課に謝意を表します。

深い開削工事において適用可能な自立形式の土留め工法「斜め土留め工法」

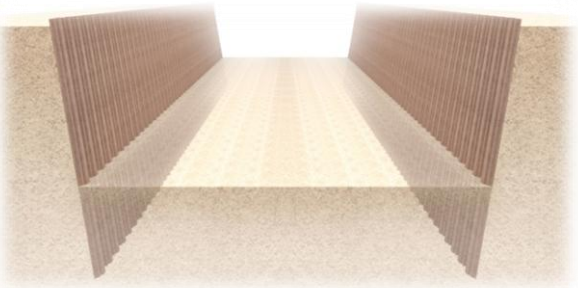
（株）大林組　生産技術本部技術第一部　課長　○嶋田　洋一

１　はじめに

従来、開削工事に用いられる土留め壁は鉛直に構築され、支保工を用いない自立式土留めの適用は、掘削深さ 3～4m 程度までとされていた。さらに深い開削工事では、切梁・中間杭などの支保工が必要であった（**図－1**）。しかし、支保工は内部に構築する躯体に貫通部を設けることや打継ぎ部を増やすことから、躯体の品質に影響を与えるとともに、その架設・撤去は、工期、工費に影響を及ぼしていた。そこで、躯体の品質向上及び施工の効率化を図るために支保工の削減や省略が可能となる斜め土留め工法を開発した（**図－2**）。



図－1　支保工を有する鉛直土留め工法（従来）



図－2　斜め土留め工法

本報では、斜め土留め工法の概要、設計法、施工法、設計法の検証、および施工事例について報告する。

２　概要

２．１　開発の経緯

土留めは鉛直であるという従来の考え方から発想の転換を図り、土留め壁を傾斜させ、土圧理論に基づき土圧を低減すれば、深い開削工事においても支保工を省略した自立土留め壁を適用できるという考えのもと、斜め土留め工法を開発した。

２．２　工法の概要

従来の土留め壁は、鉛直に構築されていた。それに対して、土留め壁を背面側に傾斜をさせていることが本工法の特徴である。斜め土留め壁の構造形式は、従来の土留め壁と同様に親杭横矢板、鋼矢板、ソイルセメント壁とすることができる。また、従来から用いられている施工機械により、施工可能である。

本工法の適用範囲は、掘削深さ 15m 程度まで、土留め壁の傾斜角 5～10° 程度である。軟弱地盤等側圧が大きい場合および変位制限がある場合には、控え壁式とすることにより斜め土留め工法を適用可能である。なお、本工法の適用にあたっては、背面側に土留め壁を傾斜させるための用地が必要となる。

２．２　工法の特徴

斜め土留め工法の特徴を以下に示す。

①躯体の品質向上

支保工が省略され、止水処理の必要な躯体貫通部がなくなること、躯体の鉛直打継目を少なくできることにより、躯体の品質が向上する。

②工程短縮

支保工を省略することにより、その架設・撤去にかかる工程を削減することができる。また、掘削内部に支障するものがないため、掘削および躯体構築ともに施工性が向上し、工程を短縮することができる。

③コスト縮減

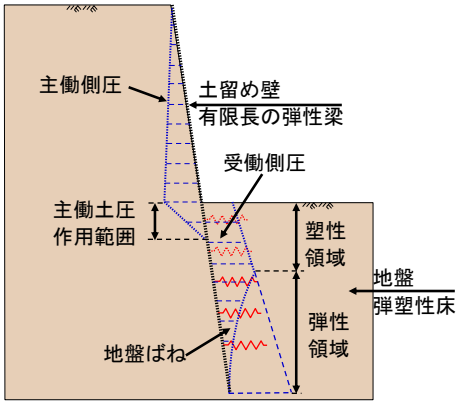
支保工を省略することにより、支保工材料、架設および撤去にかかるコストが縮減され、仮設土留め工のコストを縮減することができる。

3　設計法

本工法の設計法は、従来の仮設土留め工の設計法[1)]を踏襲している。しかし、土圧の算定においては、従来の設計法で用いられている土圧式では土留め壁の傾斜を考慮することができないため、擁壁工で用いられている土圧算定式[2)]を使用する。

3．1　土留め壁の変位および断面力の算定

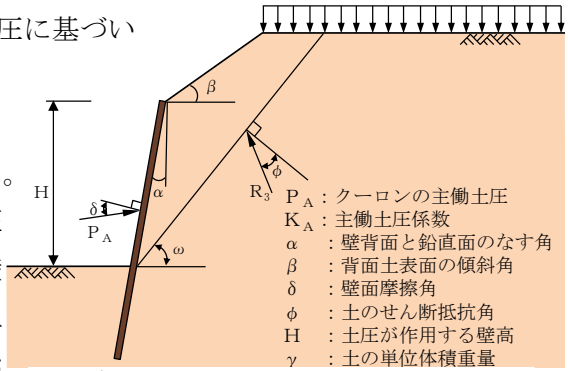
従来の設計法と同様に、土留め壁を有限長の弾性梁、地盤を弾塑性床としてモデル化する弾塑性解析を使用して、土留め壁に発生する変位および応力を算定する（**図－3**）。なお、掘削底面以深の主働土圧の作用範囲は、「山留め設計施工指針[3)]」の設計用側圧に基づいている。



図－3　構造解析モデル

3．2　土圧の算定方法

本工法では、土留め壁の傾斜を考慮した土圧を使用する。仮設土留め設計に一般的に適用される指針では、主働土圧の算定にランキン・レザール式が適用されるが、土留め壁の傾斜は考慮できない。そこで、本工法の設計には擁壁工で用いられるクーロン式により主働土圧係数（**図－4**）および受働土圧係数を算出する。なお、内部摩擦角 ϕ=35°の砂質土で壁背面と鉛直面のなす角 α=－10°の場合には、主働土圧係数を 25%程度低減することができる。



$$P_A = \frac{1}{2} K_A \times \gamma \times H^2$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\alpha \times \cos(\alpha+\delta) \times \left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\times\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\times\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2}$$

図－4　クーロン式による主働土圧算定

4　施工法

構造形式別の施工機械および施工管理方法を**表－1** に示す。

表－1　構造形式別　施工機械および施工管理方法一覧

構造形式	親杭横矢板		鋼矢板	ソイルセメント壁
施工機械	三点式杭打機＋CHV※ 	バックホウベース＋CHV※ 	サイレントパイラー 	三点式杭打機＋CCC※ 
施工管理方法	リーダを傾斜して斜杭を打設 →運転席の傾斜モニタでリーダ角度を管理	バックホウのアームを傾けて斜杭を打設 →斜杭打設用架台を使用し、杭の角度保持	姿勢制御ジャッキによりサイレントパイラーの角度を制御することで、斜め鋼矢板の角度を保持	リーダを傾斜して、ソイルセメント壁を構築 →運転席の傾斜モニタでリーダ角度を管理

※CHV：センターホールバイブロハンマー、CCC：チェーンコンベアーカッター

5　設計法の検証

本工法が初めて採用された火力発電所取放水管路新設工事（**写真－1**）の事例を通して設計法の検証を行った結果について述べる。

5．1　概要

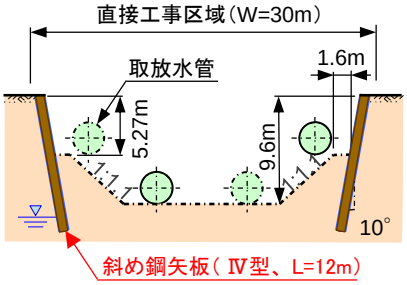
本工事の概要を**表－2** に、断面図を**図－5** に示す。鋼矢板の打設は、サイレントパイラーに姿勢制御ジャッキを取付けた機械により実施した。本工法を適用したことにより、施工性を大幅に向上し、土留め工から掘削床付けまでの工期を 30%程度短縮することができた。また、切梁支保工にかかるコストを 20%程度縮減することができた。



写真－1　火力発電所取放水管路新設工事

表－2　工事概要

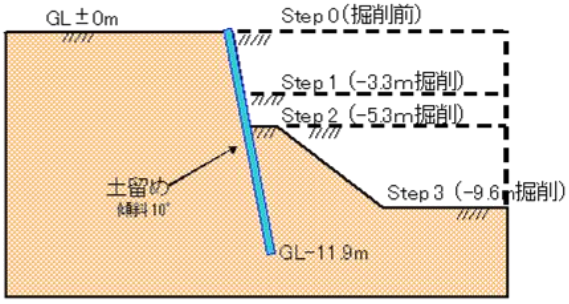
項　　目	工事内容
掘削深さ	9.6m(端部 5.27m)
対象土質	砂質土
土留め構造	鋼矢板（Ⅳ型、L=12.0m）



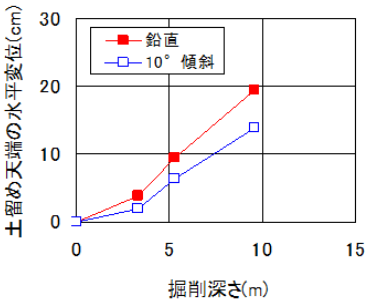
図－5　土留め断面図

5．2　実験による検証

本工事をモデル化した 1/50 模型（**図－6**）を用いて、大型遠心載荷装置により 50G まで載荷し、斜め土留めの効果を確認する実験を行った。**図－7** に掘削に伴う土留め変位を示す。掘削過程を通じて傾斜モデルの方が鉛直モデルより変位が小さく、換算掘削深さ 10m では傾斜モデルの方が 30%程度小さな変位となることを確認した。



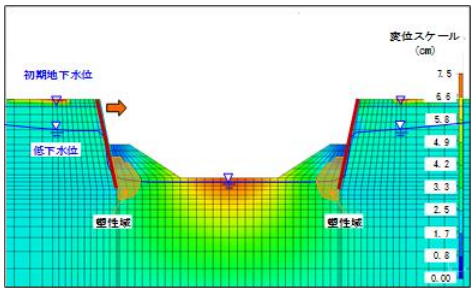
図－6　実験模型断面図



図－7　土留め水平変位（実験）

5．3　解析による検証

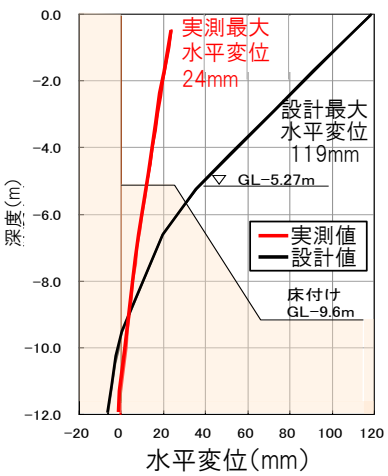
地盤と土留めの変形・安定性を確認するために、有限要素法による地盤と地下水の連成挙動の検証解析（解析コード：GRASP3D）を行った（**図－8**）。解析の結果、土留め壁の受働側では鋼矢板の根入れ部付近に塑性域が生じることが確認された。また、受働側の抑え地山の計画では、試行解析を行い、健全な領域を見込んだ安定性が確保できる形状を設定した。



図－8　有限要素法解析結果

5．4　現場計測による検証

施工時に、土留め壁の変位を挿入式傾斜計により計測した。計測の結果（**図－9**）、床付け掘削時の最大水平変位は 24mm となり、弾塑性法による設計最大水位変位の 119mm の 1/5 となった。計測値と設計値の差は、不飽和砂質土に存在する見掛けの粘着力を設計用土質定数では見込んでいないことが原因の一つと推定される。



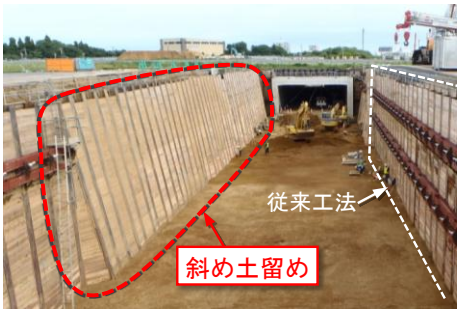
図－9　土留め水平変位

６．施工事例

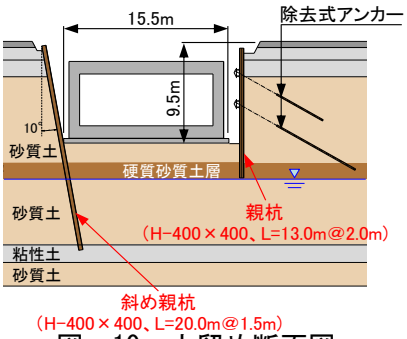
６．１　空港内トンネル設置工事

本工事は、斜めの土留めに親杭横矢板工法を採用した最初の工事である（**写真－2**）。本工事の掘削深さは、9.5m であり、断面図を**図－10** に示す。親杭の打設には、中型三点式杭打機に CHV を取付けた機械により打設を実施した。本工法を適用したことにより、当初計画のアンカー式土留めと比較して工費を低減でき、施工性においても大幅な向上が可能となったことから工期を短縮することができた。

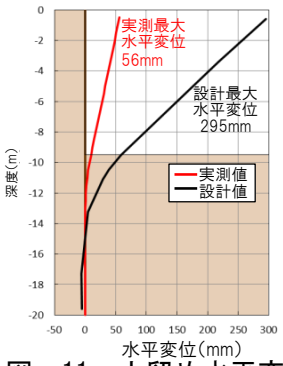
施工時に、土留め壁の変位を計測した結果（**図－11**）、弾塑性法による設計最大水平変位 295mm に対して、実測最大水平変位は 59mm と 1/5 となった。



写真－2　親杭横矢板形式



図－10　土留め断面図



図－11　土留め水平変位

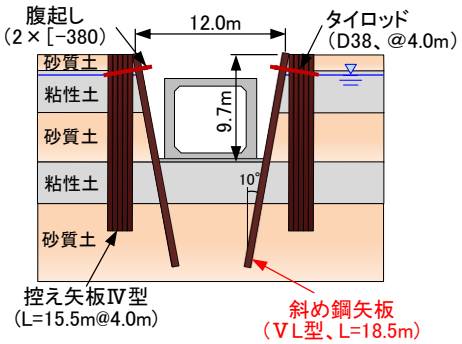
６．２　高速道路インターチェンジ工事

本工事は、施工位置の地下水位が高かく軟弱地盤であったこと、鉄道橋脚に近接していたため変位制限があったことから斜め土留め壁背面に控え壁を取付けることで、安定した土留め構造とした（**写真－3**）。本工事は掘削深さ9.7mであり、断面図を**図－12**に示す。本工法を適用したことにより、粘性土への適用性を確認することができた。また、切梁を省略することができたことから工期の短縮が可能となった。

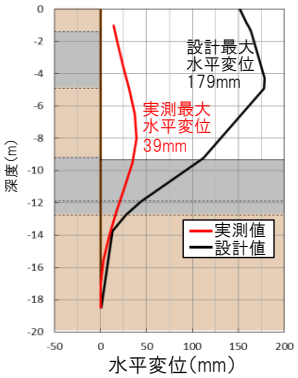
施工時に、土留め壁の変位を計測した結果（**図－13**）、弾塑性法による設計最大水平変位の179mmに対して、実測水平変位は39mmとなった。



写真－3　控え壁式鋼矢板形式



図－12　土留め断面図



図－13　土留め水平変位

６　おわりに

本工法は、仮設土留め壁は鉛直に構築されるという従来の発想からの転換を図り、土留め壁を傾斜して構築することで、従来の工法・材料を活用しながら、仮設土留めの大幅な合理化を実現したものである。着実に施工実績を積み重ね、その効果が確認されていることから、今後のさらなる適用拡大を図りたい。

＜参考文献＞

1)　道路土工仮設構造物工指針（平成 11 年 3 月）：（社）日本道路協会
2)　道路土工擁壁工指針（平成 24 年 7 月）：（社）日本道路協会
3)　山留め設計施工指針（2002 年 2 月）：（社）日本建築学会

法面削孔装置の移動式可変勾配足場の活用事例

㈱郷土建設藤村組　特殊工事事業課長　　小島　宏之

1　はじめに

法面工事におけるグランドアンカー施工等、法面に重量削孔機に耐える強固な足場を簡単に素早く提供するための新工法として、平成 23 年度「建設技術報告会」において「法面削孔装置の移動式可変勾配足場（ななめ台作）の開発」を発表しました。

その後、既設擁壁工においても、この工法を活用した現場がありましたので、今回はこの活用事例を中心に「法面削孔装置の移動式可変勾配足場（ななめ台作）」の使用できる現場条件、その特徴、使用上の制約・留意点等を紹介します。



写真－1　平成 25 年 4 月　宮崎県延岡市　国道 218 号嵩上工事における使用例

2　従来工法の特徴と課題



写真－2　従来工法足場

【利点】

① 人力組立・解体なので複雑な地山形状や搬入路が狭い等厳しい現場条件にも対応可能

【課題・制限】

① 足場組立て完了後、上段からの削孔作業となり、絶えず足場の組替えが必要となる。

② 足場組立・解体にかかる時間が多い。

③ 法枠先打ち工法等複雑な形状足場組立てには熟練度を必要とする。

従来工法の「課題・制限」を改善するために移道式可変勾配足場を考案した。

3．　法面削孔装置の移動式可変勾配足場（ななめ台作）の特徴

3.1　共通事項

【基本構造】

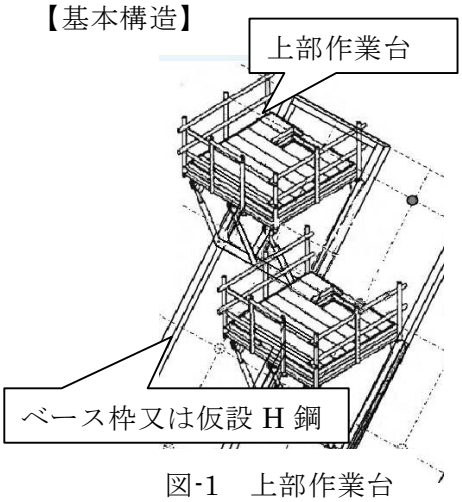


図-1　上部作業台

勾配を自由に変化できる「上部作業台」と「ベース枠又は仮設 H 鋼」の 2 種類の部材により構成される。

上部作業台とベース枠等は専用金具(ロックマン)で固定する。

法面の形態によりベース枠等の固定方法は異なるが、いずれのケースでも、上部作業台での作業荷重によって発生する斜面に沿ってのズリ下がりと転倒防止対策を検討する必要がある。

上部作業台の基数より多くのベース枠等を使用することによりベース枠等を先行設置することが可能となり、上部作業台の移動がスムーズになり作業効率が向上する。

【利点】

① 足場の組立・解体作業がなくなるため、作業工程が短縮できる。

② 構成部材数が少ないため（主要部材２種類、固定金具２種類)、熟練を要さない。

③ 任意の箇所から削孔作業が開始できる。

【課題・制限】

① クレーン等の吊り上げ機械が使用可能なこと。

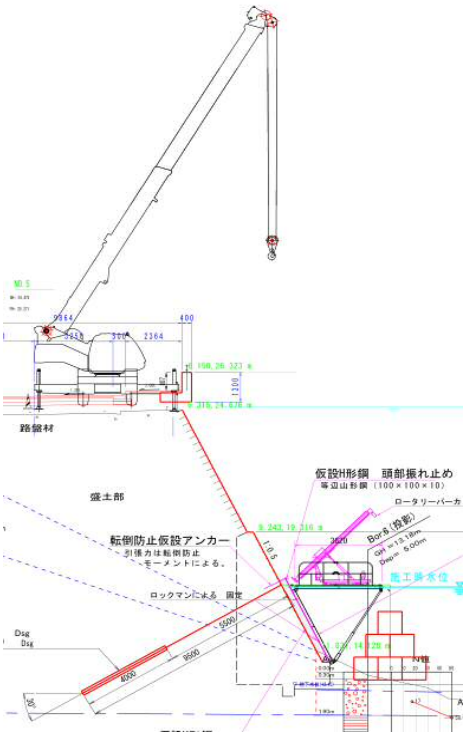
② 断面的に直線形状に近いこと（ベース枠・H 鋼がセットできれば可能）

③ 削孔機械本体重量が 3t 以下であること（上部作業台の強度の制約）

3.2　法面形態によるベース枠・H 鋼の固定方法

名　称	第Ⅰ工法	第Ⅱ工法	第Ⅲ工法
対象とする法面工法	法枠先行工法	地山に「受圧板+グラウンドアンカー工」	既設擁壁に「受圧板+グラウンドアンカー工」
ベース枠･H 鋼等の固定方法	本設法枠工交差部に仮設アンカーを埋込み、そのアンカーからベース枠を固定する。	法面地山に仮設 H 鋼を設置し、下がり防止、転倒防止対策を行い仮設 H 鋼を固定する。	既設擁壁面にベース枠又は H 鋼を設置し、下がり防止対策を行う。転倒防止はｺﾝｸﾘｰﾄにｱﾝｶｰを打込み固定する。
状況写真			

4　ななめ台作第Ⅲ工法活用事例



図－2　断面計画図

【工事名】：五ヶ瀬川　角田地区　国道 218 号嵩上げ工事

【発注者】：宮崎県延岡土木事務所

【施工概要】：混合擁壁の重力式擁壁部（1：05）

グラウンドアンカー工（N=59 本）

施工用作業足場

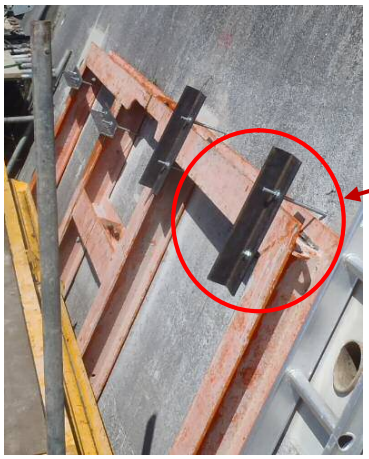
【施工時期】：平成 25 年 4 月

【本工法検討事由】：過去の同種工事において、五ヶ瀬川の突然の増水により従来工法で組上げてあった足場が、削孔機械もろとも流されたことが複数回有った。

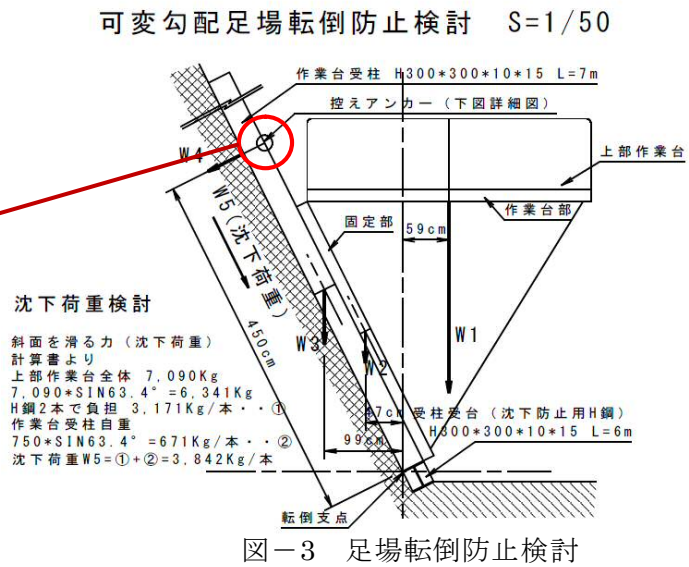
このため、足場組立・解体に要する時間が短く、突然の増水に対して容易に撤収できる足場工法ということで本工法を検討・採用された。

【増水時対応】：天気予報等で増水が予想される時は削孔機械と上部作業台をクレーンにて吊上げ、高台へ移動する。

ベース枠はコンクリート面にグリップアンカー固定してあるので流失の可能性は少ないと考え撤去しない。



写真－3　控えアンカー状況



図－3　足場転倒防止検討

5　結びに

本工法開発から 10 年が経過しました。この間「Made in 新潟　新技術普及活用制度」登録（H18 年）や、NETIS 新技術情報提供システム登録（H22 年）を行ってきましたが、活用頻度は年に 1 回程度です。今回のような現場条件には適した工法と思います。本工法活用のご検討をお願いします。

ダムコンクリート夏期打設における温度抑制対策の実施例

鹿島建設　北陸支店　次長　　阿部　高
北陸支店　課長代理　　大井　篤
北陸支店　課長代理　○柴田　勝博
北陸支店　工事係　　赤井　喬

１．はじめに

奥胎内ダム本体建設工事は、2002 年 3 月（H14.3）に着工し、2004 年 11 月（H16.11）1 次転流、2010 年 8 月（H22.8）基礎掘削完了、2010 年 10 月（H22.10）打込み開始、2011 年 10 月（H23.10）定礎式と部分工期を着実にこなしてきた。コンクリート工事（本体工・減勢工）の進捗状況は、2013 年（H25）7 月末現在で 10.4 万㎥のコンクリートの打込みを完了している。進捗率は、堤体コンクリート：38%，コンクリート工事全体：40%となる。ここでは、奥胎内ダム特有の施工条件を考慮して温度抑制対策を検討した経緯および施工実績について報告する。



写真―１　ダムサイト全景（2012 年 11 月）



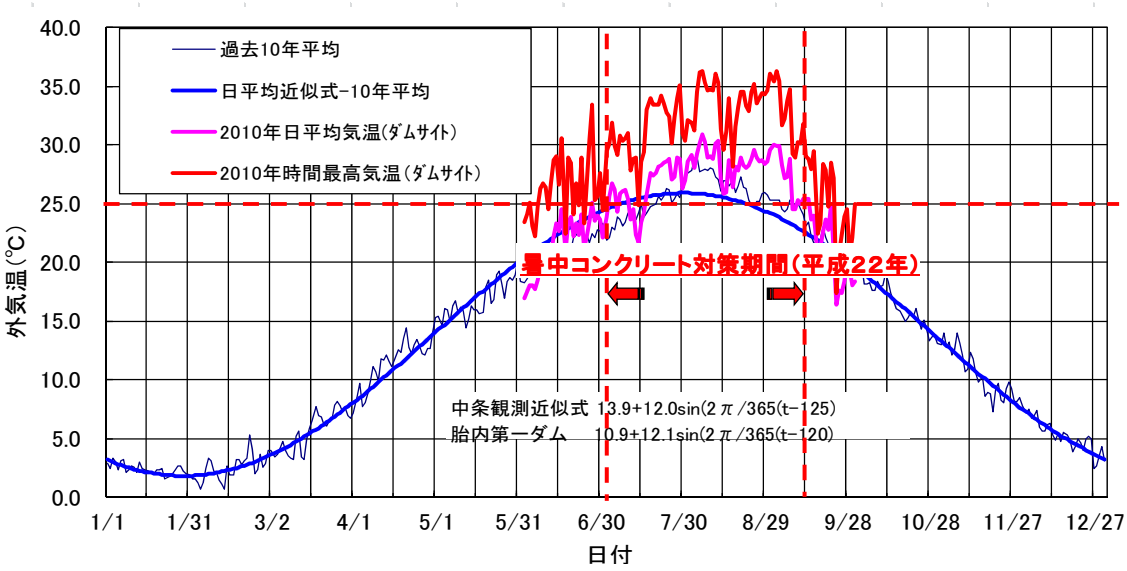
写真―２　奥胎内ダム施工状況（2012 年 10 月）

２．温度抑制計画

２．１　気象条件

奥胎内ダムは、新潟県下越に位置し寒冷地に建設されるダムであるが、近年の気象変化の影響から 2010 年（H22）にダムサイト近傍にて観測した気温では、日最高気温が 30℃以上となる猛暑日が 28 日、日平均気温が 25℃以上となる期間（暑中コンクリート期間）は、7 月初旬から 9 月初旬までの約 2 月間となっている（図―１参照）。

この観測結果は、過去の気象データ（過去 10 年平均）と乖離するものであり、猛禽類を始めとする貴重動植物の保護を目的とした夜間の施工制限があるため、夏期の日中におけるコンクリートの打込みを余儀なくされる奥胎内ダムでは、適切な温度抑制対策を実施する必要があった。そこで、打込み不可能日の続発による工期延伸を回避するため、奥胎内ダムの施工環境条件に適した温度規制値（コンクリート打込み温度上限値）について発注者と協議することとした。



図―１　外気温観測結果（2010 年，H22）

２．２　温度抑制の方法

コンクリートは硬化時に大量の水和熱を発生する。特に、ダムのようなマスコンクリートでは、適切な対策を講じなければコンクリートの温度が著しく上昇し、硬化したマスコンクリートの温度が下降する過程で温度ひび割れが発生する。

このため、温度ひび割れの発生を極力抑制し、有害なひび割れの発生を防止するため、適切な温度抑制計画を策定しなければならない。

温度抑制の方法として一般的には、水和熱の小さなセメントの使用、単位結合材量の低減、リフト厚や打込み間隔などリフトスケジュールによる調整、コンクリート材料のプレクーリングなどが挙げられる。　奥胎内ダムでは、温度抑制の対策として以下４項目を行うこととした。

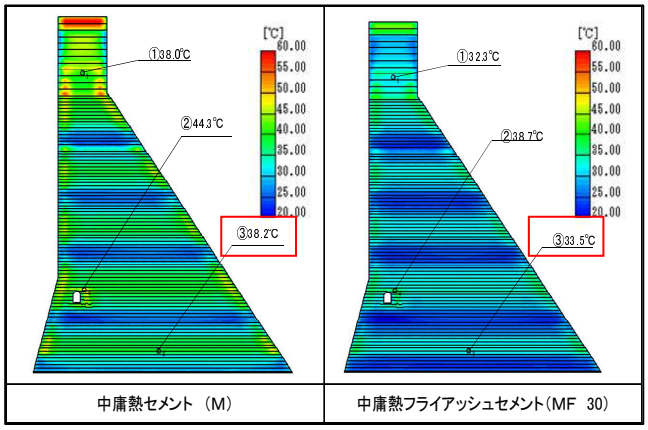
①. 結合材の種類を計画配合の中庸熱セメント（以下M）から水和熱が小さい中庸熱フライアッシュセメント（置換率30%，以下MF30）への変更。

②. 内部コンクリートの単位セメント量を計画配合140kg/m³から130kg/m³へ低減。（-10kg/m³）

③. チラーユニットによる練混ぜ水の冷却。

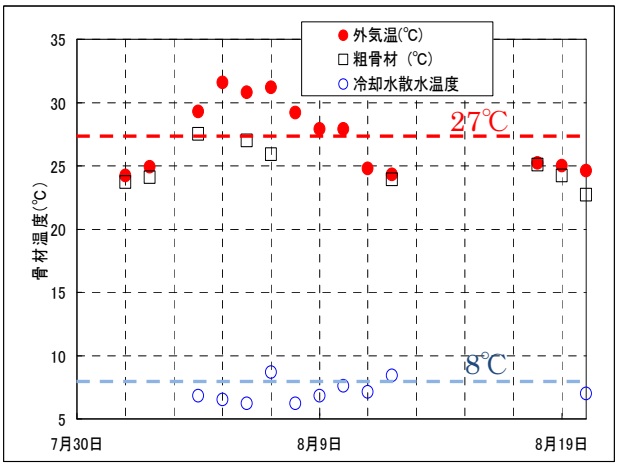
④. 遮光ネットによる骨材貯蔵ビンの遮光、チラーユニット冷却水による粗骨材の散水冷却。

対策項目①，②の低発熱型セメントの採用および単位セメント量の低減から得られる効果としては、事前の温度応力解析の結果から、計画配合のM（内部配合140kg/m3）を用いた場合と変更配合のMF30（内部配合130kg/m3）を用いた場合とで比較すると堤体内部(下部)における最高温度を38.2℃から33.5℃と5℃程度、低減できることが確認された。（図―２参照）



図―２　温度応力解析結果（最高温度分布）

対策項目③，④のコンクリート材料のプレクーリングでは、チラーユニット（能力265kW）を用い、コンクリート製造中は練混ぜ水の冷却、打込みを行わない夜間（23：00～3：00）は、G1（150mm-80mm）～G3（40mm-20mm）に対して、冷却水温を8℃に設定して散水冷却を行った。



図―３　粗骨材温度測定結果（プレクーリング）

プレクーリングの効果としては、これを実施しなかった場合の温度（粗骨材：33℃程度，練混ぜ水19℃程度）に対して、プレクーリング実施後の温度では、粗骨材を27℃程度、練混ぜ水8℃程度まで冷却可能であることが事前の測定（図―３）から確認できた。プレクーリングの実施状況を写真―３及び写真―４に示す。これにより、ヒートバランス計算式からコンクリートの打込み温度を6℃程度低減できることを確認できている。



写真―3　チラーユニット(能力:265kW)



写真―4　遮光ネット，散水冷却状況

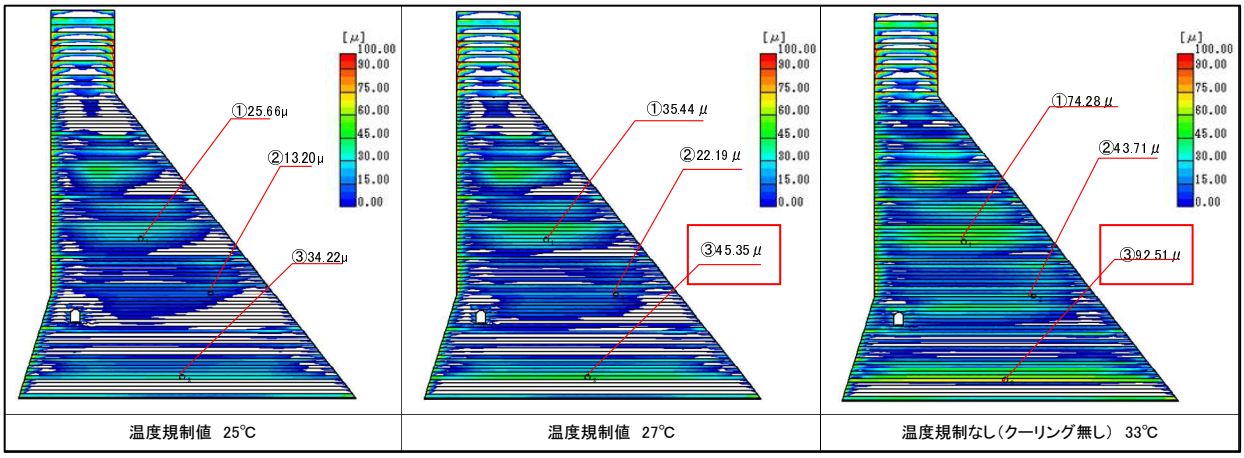
２．３　温度規制値（打込み温度の上限値）の緩和

前述の温度抑制対策を実施することで、コンクリートの打込み温度を25℃程度に抑えることが可能と判断できたが、実施工においては、夏期の外気温が想定よりも高い時間帯にコンクリートの打込みを行うこともあり、日中の気温の上昇等により一時的にコンクリートの打込み温度が25℃以上になることが想定される。

そのため、温度応力解析の結果から定量的に温度規制値（打込み温度の上限値）を定め、温度ひび割れ発生に対する安全性を確認することとした。温度応力解析は、２次元FEM解析モデルを用いて行い、打込み温度の上限値を25℃，27℃，33℃の３ケースにおいて実施した。その結果を図－４に示す。

解析結果からは、打込み温度の上限値を33℃とした場合、発生する最大ひずみは93μとなった。これは、2007年度版コンクリート標準示方書【ダムコンクリート編】に示される許容ひずみの一般値である100μより小さい値ではあるものの、非常に近い値であり、温度ひび割れ発生に対し安全ではないと判断した。一方、打込み温度の上限値を27℃とした場合、発生するひずみは50μ以下と小さく、この値はコンクリートの許容ひずみ100μの半分以下の値であり、実施工における条件等の変動を考慮し

ても、問題の無いレベルと判断した。そこで、温度抑制計画では、打込み温度の上限目標値を25℃として管理するが、夏期の日中に一時的に打込み温度が25℃以上となる場合は、27℃までコンクリートの打込み温度の上限値を緩和することとした。

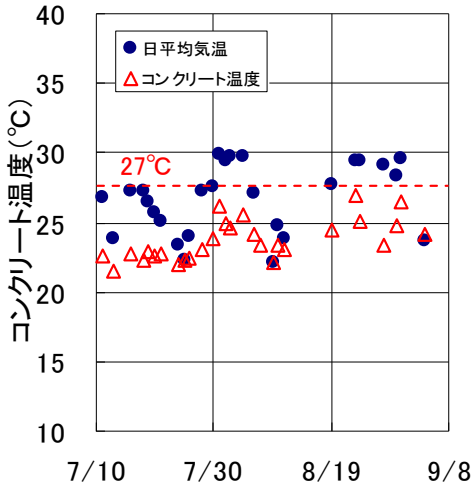


図－４　解析結果の比較（水平ひずみ分布）

３．施工実績

前述の温度抑制対策を実施し、2011 年（H23）から 2012 年（H24）の暑中コンクリートの施工を行った。この期間中のコンクリート温度の測定結果を図－５に示す。

測定結果からコンクリートの打込み温度を、日平均気温が 30℃近くなる夏期においても 25℃程度以下に抑えることができた。また、2012 年（H24）５月のひび割れ調査及び同年 11 月まで継続した調査では、ダムの止水上問題となる堤体上下流方向に発生する有害な温度ひび割れは確認されていない。



図―５　コンクリート打込み温度（実績）

４．むすび

奥胎内ダムは、国立公園内でのダム建設工事であり、環境保全面からの施工に関する制約が多い。

そのような条件の中で、ダムコンクリートの温度規制対策について品質確保を前提として材料面・施工面の対策を計画し実施した。

近年、奥胎内ダムと同様の気象環境条件の山岳ダムや、民家に近いため夜間の制約を受ける里山ダムも多くなっており、当ダムの温度抑制対策の実績がこれらのダムの参考になれば幸いである。

第1会場

第Ⅱグループ

斜め入射波による護岸越波実験について

北陸地方整備局　新潟港湾空港技術調査事務所　設計室　　松井　康彦
北陸地方整備局　新潟港湾空港技術調査事務所　設計室　　田中　純壱
北陸地方整備局　新潟港湾空港技術調査事務所　設計室　○加藤　真朗

1　はじめに

新潟西港は信濃川河口部に開けた”湊”であり,信濃川から運ばれる土砂による航路埋没から守るため,浚渫により港湾機能を維持している現状にある．これら浚渫土砂の新たな土砂処分場を整備する必要が生じたため，新潟空港沖側に土砂処分場護岸を建設することが計画されている（図-1)．

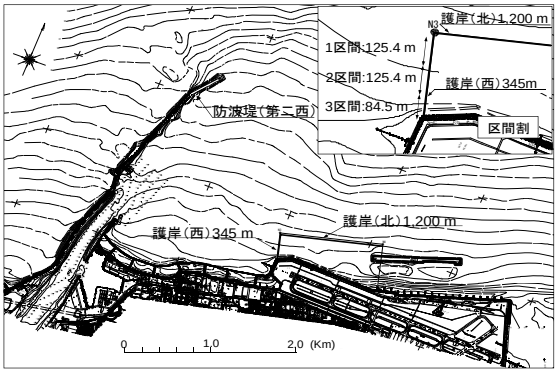


図-1　護岸の区間割と延長

土砂処分場の護岸(西)は,波の入射角度(θ)は70°である．港湾の技術基準[1]によると，波が斜めから入射する場合には，高山ら[2]及び平石ら[3]の実験結果より設定された式(1)に示す換算天端高係数（β）をもとに護岸天端高を算定する方法が示されている．ただし，この算定式は入射角度0～45°の実験結果より得られた結果であるため，波が45°以上の傾きをもって入射する時の換算天端高係数は明らかでない．

そこで本研究では，護岸(西)を対象として水理模型実験を実施し，θ=70°時の許容越波流量を満足する必要天端高について検討した．さらに，θ=50°および60°の入射角度で越波実験を実施し，入射角度と換算天端高係数の関係を高山らの実験結果と比較し検討した．

$$\left.\begin{array}{ll}\beta = 1-\sin^2\theta & |\theta| \le 30^\circ \\ \beta = 1-\sin^2 30^\circ = 0.75 & |\theta| > 30^\circ\end{array}\right\} \quad (1)$$

2　実験方法

(1)　実験装置

実験は，新潟港湾空港技術調査事務所水理実験場の平面水槽（長さ56.1 m，幅6.1 m）に設けた幅5.75 mの水路に，1/100勾配の固定床を設置して行った．実験縮尺は水路規模や護岸模型の配置範囲の条件から1/50とし，フルードの相似則を適用した．

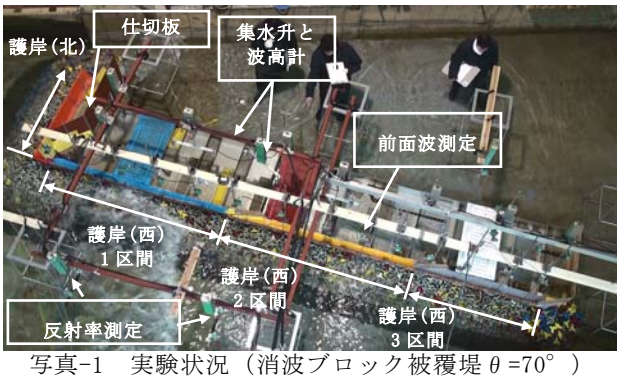


写真-1　実験状況（消波ブロック被覆堤θ=70°）

護岸（西）1～3区間では，消波ブロック被覆堤および直立堤の2構造形式について,適時天端高を変え,許容越波流量(0.02 m^3/m/s)を満足する必要天端高を区間別に検討した（写真-1）．

(2)　入射波浪・潮位条件

本実験に適用する入射波浪を表-1に示すとおり設定した.入射波浪は,50年確率波の設計波1波浪とし,潮位は越波に対して危険側となるH.H.W.L.(+0.9m)とした.

本実験で作用させる波浪は，修正ブレットシュナイダー・光易型のスペクトル形を有する不規則波とした．また，越波流量の推定図が作成された時の合田らの実験手法[4]にならい，作用波数は1波群あたり200波とし，合計3波群を作用させた.

表-1　入射波浪・潮位条件

波の種類	再現確率	目標波浪		潮位	入射角度 θ(度)	作用波数・波群
		有義波高(m)	有義周期(s)			
不規則波	50年確率波	護岸（北） 1区間：7.9m 護岸（西） 1区間：7.8m 2区間：7.4m 3区間：7.0m	14.2s	H.H.W.L. (+0.9m)	70° 60° 50°	200波 3波群

3　越波実験結果

3．1　実測越波流量(q)の実験結果

（1）　入射波浪の検定

図-2 は，堤体を設置しない自然海浜状態で実施した入射波検定結果として，入射角度 θ=70° 時の各区間目標波高(H_d)と入射波高(H_{in})との比較を，代表例として示している.

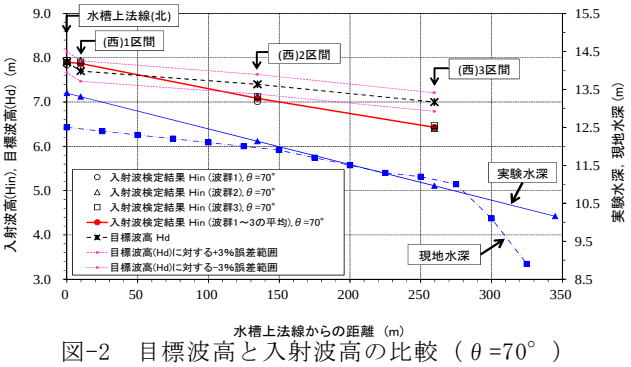


図-2　目標波高と入射波高の比較（ θ =70° ）

図-2 によると，護岸（西）2 区間および 3 区間では，砕波に伴う波高の減衰によって，入射波高は目標波高を下回っているので，この影響を除去するための実測越波流量の補正が必要と考えられる.

（2）　護岸前面波高分布

図-3 に，入射角度別の消波ブロック被覆堤および直立堤の護岸前面波高分布を示す.

ただし、平面水槽の規模を考えると，水槽壁からの反射波の影響で，護岸側に向かって波高が増大していることが考えられる．すなわち，波高増大に起因して，換算天端高係数が大きめに与えられる可能性があり，反射波の影響を除去するための実測越波流量の補正が必要と考えられる.

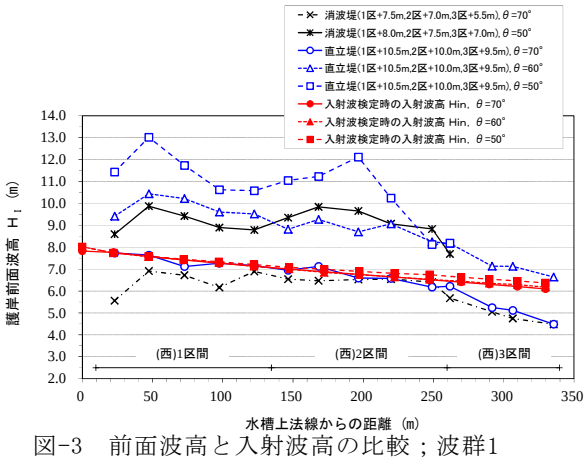


図-3　前面波高と入射波高の比較；波群1

（消波ブロック被覆堤･直立堤， θ=50～70° ）

（3）　実測越波流量（q）結果

護岸(西)における消波ブロック被覆堤での実測越波流量分布(q)の測定結果を図-4 に示す.ただし、前述の（1），（2）のとおり、実測越波流量の結果については，補正が必要となるため，波高の減衰による補正結果を換算越波流量(q’)，水槽壁からの反射波の影響を補正した結果を換算越波流量(q_H)とした.

図-5 には補正を行った換算越波流量(q’，q_H)と，補正前の実測越波流量(q)の違いを示す.

この実験ケースでは，補正を行うことで，実測越波流量に比べて換算越波流量が全体的に大きくなることが確認された．

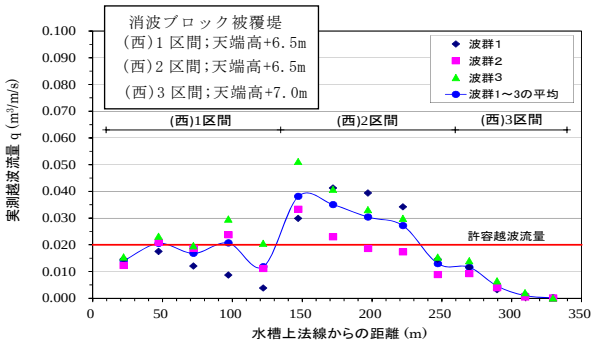


図-4　各護岸天端高の組み合わせによる実測越波流量(q)の比較（θ=70°）

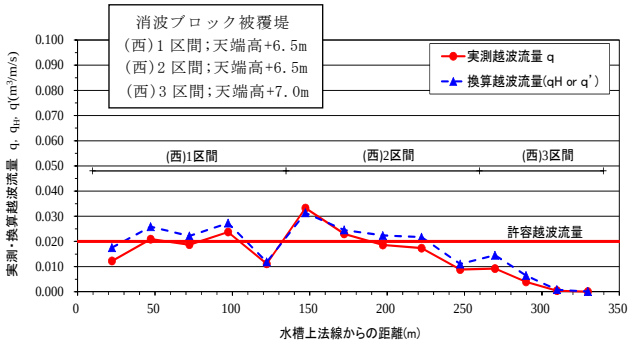


図-5　補正後の越波流量比較

3．2　護岸(西)断面の最適天端高の検討

換算越波流量(q'，q_H)より，許容越波流量を満足する護岸(西)1～3区間の護岸天端高について，【方法1】測定函別許容越波流量を満足する各区間護岸天端高，【方法2】区間別許容越波流量を満足する各区間護岸天端高，【方法3】波群別許容越波流量を満足する各区間護岸天端高，【方法4】許容越波流量を満足する各区間換算天端高係数の4とおりで検討した．なお，静水面上（H.H.W.L.+0.9m）から護岸天端までの高さをhcとし，以降の検討を進めている．

ここで，【方法2】ならびに【方法3】と【方法4】は，【方法1】で検討する換算天端高係数の妥当性を検証する方法として位置付けた．

【方法1】で求まる消波ブロック被覆堤の換算天端高係数は，全区間最大で0.63である．妥当性を加味して再検討した結果，消波ブロック被覆堤では全区間最大の換算天端高係数は，【方法4】で0.64が得られたことから，実験から得られる換算天端高係数は0.65とした．なお，同様な方法で直立堤の換算天端高係数を求めた結果，0.40を得た．

しかし，海底勾配1/100の一様斜面とした実験水深と現地水深とは異なるため（図-2），表-2に示すように，①実験で決定した換算天端高係数より必要天端高を算出した．次に，②現地水深における入射波高を用いて，合田の越波流量推定図[4]から直角入射時の許容越波流量を満足する区間別の護岸天端高(hcg(0°))を求めた．③実験で決定した護岸必要天端高（hc)と，②で求めた護岸天端高(hcg(0°))との比である換算天端高係数(hc/hcg(0°))を求めた．以上の結果より，現地における様々な不確定要素を考慮して，ある程度の余裕度を保たせ，④設計に用いる換算天端高係数として，消波ブロック被覆堤では0.70を，直立堤では0.45を提案した．これら換算天端高係数より求まる護岸の必要天端高は，表-2に示すとおりになる．

表-2　設計時の換算天端高係数(hc/hcg(0°))；θ=70°

構造形式	護岸(西)	実験結果から求まる天端高			現地水深から求まる天端高				
		換算天端高係数 hc／hcg(0°)	越波流量推定図より算定した護岸天端高 hcg(0°)（m）	①護岸必要天端高 hc（m）	②越波流量推定図より算定した護岸天端高 hcg(0°)（m）	③換算天端高係数 hc／hcg(0°)	④提案 換算天端高係数 hc／hcg(0°)	護岸必要天端高 hc（m）	護岸必要天端高 D.L.±0.0mより（m）
消波ブロック被覆堤	1区間	0.65	10.68	7.0	10.53	0.67	0.70	**7.4**	**+8.3**
	2区間		10.25	6.7	9.80	0.68		**6.9**	**+7.8**
	3区間		9.65	6.3	9.07	0.69		**6.4**	**+7.3**
直立堤	1区間	0.40	17.01	6.9	17.01	0.41	0.45	**7.7**	**+8.6**
	2区間		16.70	6.7	15.71	0.43		**7.1**	**+8.0**
	3区間		16.12	6.5	14.40	0.45		**6.5**	**+7.4**

注1）表中の［　］は1～3区間の内で最大値を示す．

4　入射角度による換算天端高係数の変化

図-6に，直立堤の入射角度（θ）が50°，60°，70°と変化した場合の換算天端高係数を示す．同図では高山らの実験結果を基に，本実験で求まった換算越波流量（q’，q_H）より，【方法1】での結果をプロットしている．本実験より求まる直立堤の入射角度別の換算天端高係数の平均値は，θ=70°で0.35，θ=60°で0.43，θ=50°では0.53となる．本実験の波形勾配は，Ho/Lo=0.026～0.032であり，高山らの実験結果と近似した結果となった．同様に，消波ブロック被覆堤の入射角度を50°，70°と変化した場合の換算天端高係数を図-7に示す．消波ブロック被覆堤の換算天端高係数の平均値は，θ=70°で0.60，θ=50°では0.73となる．これら換算天端高係数は，高山らの結果と極めて良く一致する．

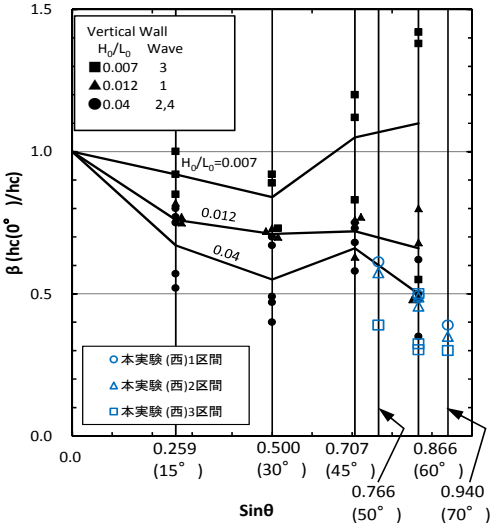


図-6　直立堤の入射角度と換算天端高係数

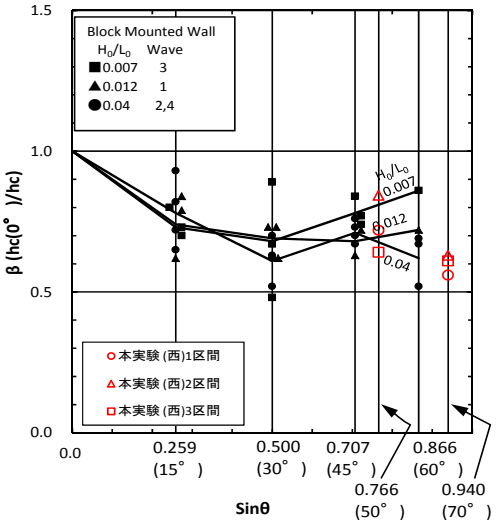


図-7　消波ブロック被覆堤の入射角度と換算天端高係数

5　結論

護岸（西）の設計時に用いる換算天端高係数は，消波ブロック被覆堤は 0.70，直立堤は 0.45 を提案した．また、斜め入射による越波実験から求まる換算天端高係数の平均値は，直立堤では，θ=70°で 0.35，θ=60°で 0.43，θ=50°では 0.53 を得た．消波ブロック被覆堤では，θ=70°で 0.60，θ=50°では 0.73 を得た．これらの結果は，高山らの実験結果と非常に良く一致した．

謝辞：本検討にあたり，港湾空港技術研究所平山克也チームリーダー他，関係各位より有益な御助言，御指導をいただきましたことを，この場をお借りし，深く感謝申し上げます．

参考文献

1）国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp. 166-172，2007.
2）高山知司，永井紀彦，西田一彦，関口忠志：斜め入射不規則波を用いた護岸の越波特性実験，第 31 回海岸工学講演会論文集，pp. 542-546，1984.
3）平石哲也，望月徳雄，佐藤一央，丸山晴広，金澤剛，桝本達也：護岸越波流量における波の多方向性の影響，港湾技術研究所報告，第 35 巻，第 1 号，pp. 39-64，1996.
4）合田良実，岸良安治，神山豊：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，pp. 3-441，1975.

ロングブーム吹付機の開発と現場適用

清水建設　土木技術本部機械技術部　○藤吉　卓也
同　土木技術本部技術開発部　鈴木　正憲
同　宮狩トンネル作業所　田代　浩信

1　はじめに

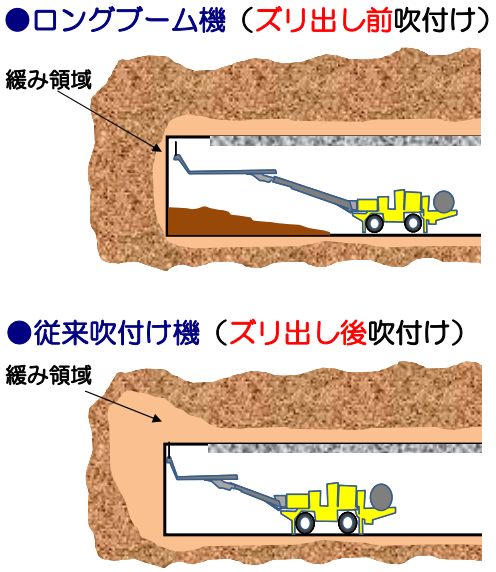
山岳トンネル工事における安全性向上のためには、トンネル掘削作業時における切羽安定が重要である。また社会インフラ早期整備のニーズにより、物流の要となるトンネルにおいては工事期間の短縮が求められている。当社はこれらの課題を解決するために、従来の吹付機に比較し作業可能範囲が約 1.4 倍のロングブーム仕様の吹付機を開発し稼働現場への導入を行った。本稿ではロングブーム吹付機開発の経緯および現場での稼働状況について報告する。

2　ロングブーム吹付機開発の目的

切羽安定対策の一つとして掘削直後に行う鏡吹付けがあり、吹付けコンクリートによって小土塊の剥落防止や地山塑性変形領域拡大の抑制を行う。特に切羽の崩壊が急速に進行する場合は、できるだけ早期に鏡吹付けを行うことにより、緩み領域の拡大を抑制することが有効である。

従来の吹付機のブーム長では、吹付け可能範囲の制約によって、掘削ズリが切羽から撤去されないと吹付け作業を行うことができなかった。しかしロングブーム仕様機では、切羽近傍にズリが堆積している状態でも、後方からの吹付け作業が可能である。これによりズリだし作業中の緩み領域の拡大を抑制（図-1）し、切羽作業の安全性向上を図る。

また大断面図のトンネルでは、ロングブーム吹付機を壁面付近までオフセット配置することによって、積込み機械と切羽での同時作業も可能となる（図-2）。これによりズリだしと吹付けの同時作業を実施し、トンネル施工におけるサイクルタイムの短縮、工期短縮が図れる。



図－1　緩み領域の比較

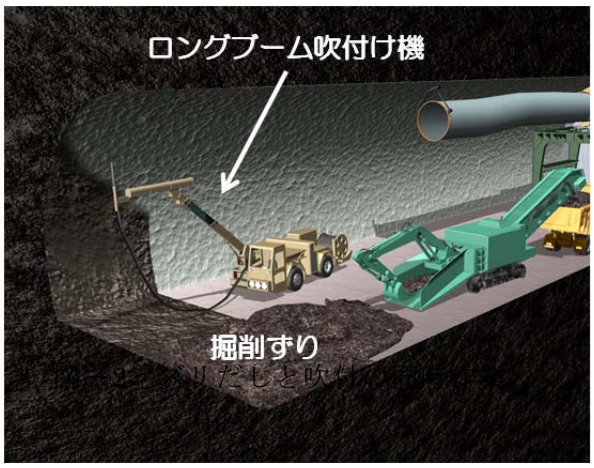


図-2　ズリだしと吹付け同時作業

3　設計における課題

ロングブーム吹付機の開発においては、以下の項目を設計時における課題とした。

1)吹付けノズルの振動抑制　　2)コンクリート閉塞対策　　3)機体の安定性確保

以下に実施事項及び検討内容を示す。

3.1　吹付けノズルの振動抑制

先端のノズル部の振動が大きくなりオペレータの吹付け操作に支障がでる可能性があった。事前に検証おこなうため、製作設計に前立って、ロングブームを模擬した実験機を用いてデータ収集を行った（写真-1)。

ブームを最も伸ばした姿勢と、ブームを最も縮めた姿勢での吹付け動作における振動を測定し、ブームの伸縮によって変化する固有振動数と、ノズル動作による振動数が重なる共振現象を避けるようブームの強度設計を行った。



写真-1　ロングブーム振動実験状況

3.2　コンクリートの閉塞防止

ブームの長尺化に伴い吹付けコンクリートの圧送距離が延びるため、ホース内での閉塞の可能性が高くなる。ロングブームに適した方式を検討した結果、マテリアルホースはブームの動きに対してフレキシブルに対応できることから､通常用いる低圧マテリアルホースを延長する方向で設計を進めた。しかしホースの長尺化による施工中の取り回しの不便さや、捻れ等による閉塞が懸念された。対策として、通常地上を這わせるホースを、新規製作した固定器具を用いてブームに固定し、地上に接触しないようにした。またブームの伸縮にホースが滑らかに追従するように固定位置を設定した。

3.3　機体の安定性確保

ロングブーム吹付け機は従来機に比べ大きくブームが前に張り出す姿勢となるため、安定性の確保が必要であり、走行時を含めた様々な作業姿勢において、機体の安定性を検討した。もっとも不安定な作業姿勢における重心位置を部材重量等から算出した結果、重心位置はアウトリガを転倒支点とした前後左右の支点間内に十分収まっており（図-3)、ロングブーム仕様においても機体が十分な安定度を有していることを確認した。

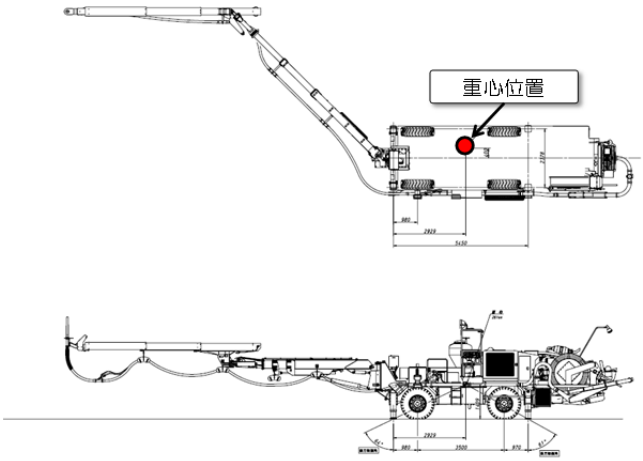


図-3　ロングブーム機の重心位置

4　従来機との吹付け可能範囲比較

図-4 にロングブーム吹付機と従来仕様機の吹付け可能範囲を示す。従来機は 13.3m高さ 12.0mの作業範囲に対して、幅 17.1m、高さ 13.1mの作業を可能とし、奥行方向の吹付けは、従来機 12.5m に対して、17.2m の作業範囲（従来比約 1.4 倍）である。

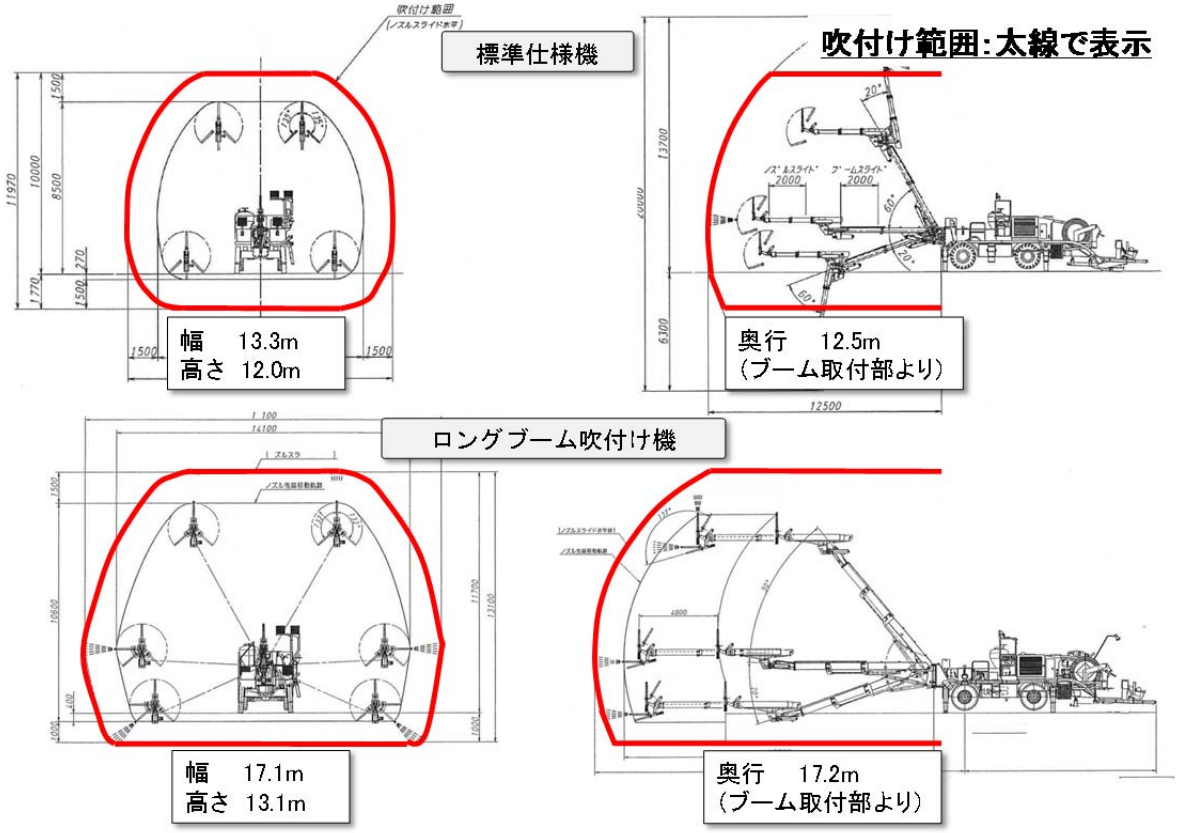


図-4　従来機との吹付け可能範囲比較

5　現場での稼働状況

工場での動作確認試験を行った後、平成 25 年 5 月、中部横断自動車道の宮狩トンネル工事に導入した。導入現場の概要および稼働状況を報告する。

5.1　現場概要

工事名：中部横断自動車道　宮狩トンネル工事

発注者：中日本高速道路東京支社（南アルプス工事事務所）

工期　：自）平成 24 年 3 月 7 日　至）平成 28 年 4 月 14 日

【トンネル概要】

a)トンネル延長 2,893m

b)掘削断面積　標準部 80m2　（非常駐車帯部 100m2）

c)掘削工法　全断面掘削工法

d)掘削方式　機械掘削・爆破掘削

5.2　現場での適用状況

まず、実機による性能確認を目的として、現場進入路および坑外仮設備ヤードにおける仮設の法面吹付けでの試験施工を行った（写真-2）。その結果、ロングブーム仕様による吹付けノズル稼働範囲の拡大に関しては、従来機では届かなった高所や仮設建物の裏の部分を吹付けできることを確認できた。

さらに、ロングブーム化にともない、コンクリートの圧送ホースが従来に比べ大幅に長くなったが、施工中の閉塞などのトラブルは発生せず、従来機と同様の吹付け能力を確認した。



写真-2　吹付けノズル稼働範囲

これらの試験施工の結果、ロングブーム吹付け機の施工性能が確認されたため、トンネル本坑の掘削に適用した。宮狩トンネルの坑口部は 3 ヵ所の地滑りが確認されており、坑口部の切羽は地滑りの影響で風化し脆かったので、肌落ちなどの災害リスクが懸念された。長尺先受け工を併用しながら掘削を実施したが、掘削後に切羽の安定の低下が見られたため、ロングブーム吹付け機により、ズリ出し前に切羽の吹付を行った（写真-3）。その結果、肌落ちの危険を回避しながら切羽の安定化を図れたことで、従来に比べ作業員の安全性の向上も確認された。

また、不良な地山が発生した場合も、切羽に堆積したズリ後方にロングブーム吹付機を配置した状態で、ブームを最大に伸ばした吹付けを行うことも可能である（写真-4）。



写真-3　坑口部の吹付け状況



写真-4　堆積ズリ後方からの吹付け作業

6　おわりに

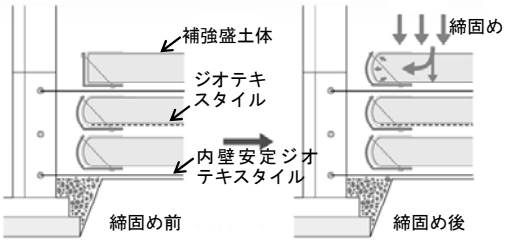
本技術は古河ロックドリル㈱との共同開発である。今後は、現場での適用を通して、ロングブーム吹付け機の施工性に関するデータを収集・解析し、一層の性能の向上を図っていく。

北陸地域におけるジオテキスタイル二重壁補強土壁工法の適用と改訂版の発行

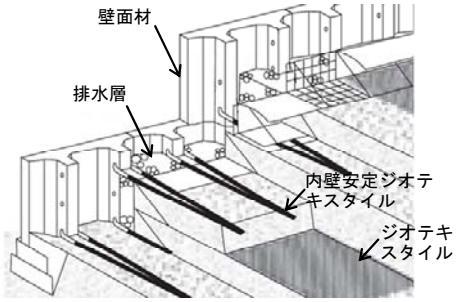
アデムウォール協会　　○辻　慎一朗
アデムウォール協会　　小林　喬
（一社）北陸地域づくり協会　市村　浩二

1　はじめに

ジオテキスタイル二重壁補強土壁は，**図-1** に示すように，コンクリートパネルによる壁面材と，ジオテキスタイルによる補強盛土体の間に空間を設けて，施工時の盛土の変形に伴う土圧を壁面材に作用させずに，壁面近傍まで盛土材料を十分に締固めることができる構造とした二重壁構造を有する補強土壁である。施工事例を**写真-1** に示すように，本補強土壁は，これまで多くの盛土工事に適用されている。また，壁面材と補強盛土体はベルト状のジオテキスタイル（内壁安定ジオテキスタイル）で連結され，その間の空間には，補強盛土体の構築後に砕石が投入されて排水層としての役割を持たせた構造となっている。本補強土壁工法について，ジオテキスタイル二重壁補強土壁工法検討委員会（委員長：長岡技術科学大学　環境・建設系教授　大塚悟）では，「ジオテキスタイル二重壁補強土壁工法設計・施工マニュアル」を 2010 年 9 月に発刊し，本補強土壁工法の普及に努めてきた。このような背景のもと，2012 年 3 月に道路土工擁壁工指針 [1] が改訂され，補強土壁の設計において，性能設計の概念が導入された。そこで，本検討委員会では，本補強土壁の設計において，1）性能設計の導入，2）塩害環境の厳しい北陸地域における補強土壁の塩害対策，3）補強土壁の維持管理などについて，道路土工擁壁工指針（平成 24 年度版）に準拠した「ジオテキスタイル二重壁補強土壁工法設計・施工マニュアル（改訂版）」を 2013 年 3 月に発刊した。本報告では，本マニュアルの主な改訂の内容について報告する。



(a) 二重壁構造



(b) 構造

図-1　補強土壁の構造



(a) 垂直補強土壁



(b) 軟弱地盤上の盛土



(c) 両面盛土



(d) 多段盛土



(e) 斜壁



(f) 護岸盛土

写真-1　補強土壁の適用例

２　設計・施工マニュアルの改訂内容

２．１　性能設計の導入

ジオテキスタイル二重壁補強土壁の設計にあたって，補強土壁の安全性，供用性，修復性の観点から本補強土壁の要求性能を以下のように定義した。

性能１：想定する作用によって補強土壁としての健全性を損わない性能

性能２：想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり，補強土壁としての機能の回復が速やかに行い得る性能

性能３：想定する作用による損傷が補強土壁として致命的とならない性能

また，道路の重要度に応じて，**表-1** に示すように，本補強土壁の要求性能の目安を設けた。本補強土壁の性能照査にあたっては，本マニュアルに従って適切に設計・施工を行い，適切な維持管理を行うことによって，性能照査を行ったとみなすこととした。

２．２　塩害環境の厳しい北陸地域における補強土壁の塩害対策

北陸地方をはじめとする海岸線付近など，**図-2** に示すような塩害の影響が懸念される地域や，凍結防止剤散布の影響がある箇所に構築される鉄筋コンクリート構造物に対しては，経年にわたり耐久性を保持するための対策が必要となる[1)]。本補強土壁の通常の壁面材は鉄筋コンクリート製であるが，塩害が懸念される地域に本補強土壁を適用する場合は，**写真-2** に示すような短繊維（ビニロン繊維）を混入させたコンクリートによる塩害対策用パネルを用いることとした。塩害対策用パネルを使用した補強土壁の適用事例を**写真-3** に示す。また，塩害対策用パネルに対する曲げ試験で得られた荷重－変位関係を**図-3** に示す。塩害対策用パネルは，本補強土壁の壁面に作用する荷重に対して十分な強度を確保していることが確認されている。

表-1　補強土壁の要求性能[1)]

想定する作用 ＼ 重要度		重要度１	重要度２
常時の作用		性能１	性能１
降雨の作用		性能１	性能１
地震の作用	レベル１地震動	性能１	性能２
	レベル２地震動	性能２	性能３



図-2　塩害の影響地域[1)]



(a) ビニロン短繊維　(b) 繊維混入コンクリート

写真-2　繊維混入コンクリート



(a) 施工状況　(b) 完成状況

写真-3　塩害対策用パネルの適用事例

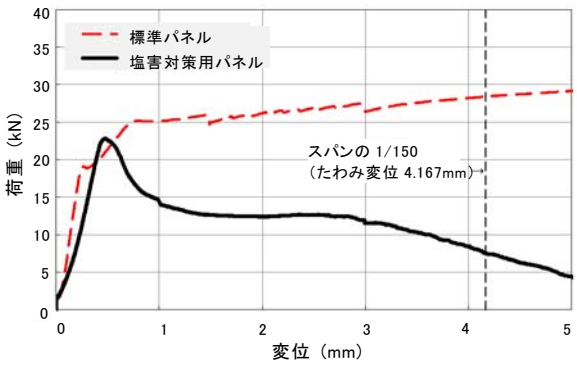


図-3　塩害対策用パネルの曲げ試験結果

２．３　補強土壁の維持管理

２．３．１　補強土壁の健全性評価

本補強土壁の施工中および施工後における健全性を評価する一つの手法として，**図-4** に示すような，補強領域内に敷設されるジオテキスタイルの縦ストランドに光ファイバーを挿入した「光ファイバーセンサー機能付ジオテキスタイル」を適用する。ジオテキスタイルの引張力とひずみの関係を**図-5** に示す。ジオテキスタイルの設計引張強度に対するひずみが 2～3%であることを考慮して，計測されたひずみが 2%以下である場合は「安全」，2.5%以上である場合は「危険」と評価することとしている。高さ 9.6m の補強土壁の上部に，高さ 30m の上載盛土が構築された施工現場におけるジオテキスタイルのひずみの計測結果を**図-6** に示す。この事例では，ジオテキスタイルに作用しているひずみは最大で 1.2%程度であり，補強土壁は健全であると評価される。また，光ファイバーセンサー機能付ジオテキスタイルを補強領域内に敷設しておくことにより，補強土壁の長期的な健全度評価が可能である。

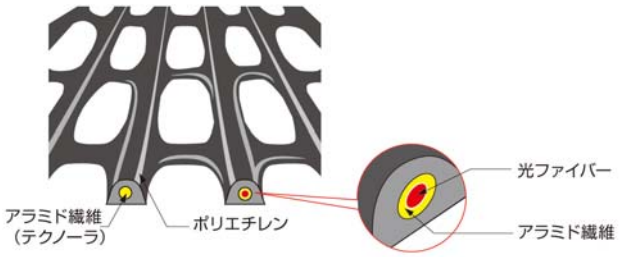


図-4　センサー機能付きジオテキスタイル

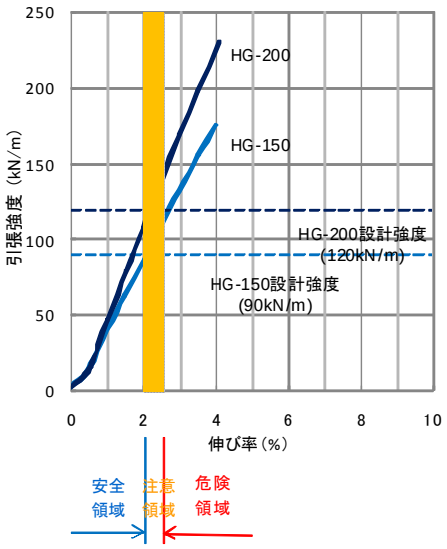


図-5　ジオテキスタイルの引張力とひずみの関係

２．３．２　補強土壁のカルテ管理

本補強土壁では，特に専門技術者ではなくても一定のレベルの技術者で実施でき，その判断のバラツキがない「補強土カルテ」と称する評価手法[2)]に基づいて，災害発生時の安定性評価を行う。補強土カルテを用いた補強土壁の安定度評価のフローを**図-7** に示す。補強土カルテは，①事前打合せ記録簿，②基本台帳，③安定度調査票（初期，被災時）で構成される。事前打合せ記録簿は，設計図書や施工手順書通りに補強土壁を施工するために，発注者，設計者，施工者，メーカーが補強土壁の施工の要件について打合せた記録簿であり，補強土壁を施工する前に作成する。基本台帳は，補強土壁完成時の初期条件を記録し，補強土壁の位置情報，図面，完成写真で構成される。安定度調査票は，補強土壁完成時（初

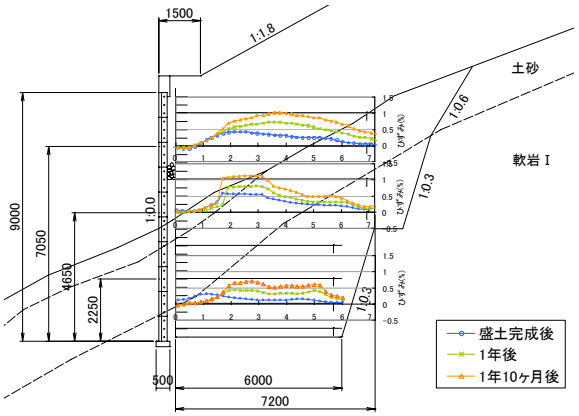


図-6　ジオテキスタイルのひずみの計測結果

表-2　補強土カルテにおける点検項目

区分	内容
盛土補強土および周辺の変状	①上部のり面の沈下およびひび割れ ②路面の段差 ③鋼製壁面材の変状 ④ジオテキスタイルのひずみの計測値
地形・基礎地盤	⑤地形（沢地形，急峻） ⑥基礎地盤（軟弱地盤）
盛土材料・排水機能	⑦盛土材料の土質（良質土，不良土，不明） ⑧盛土内水平排水材の有無 ⑨地下排水工の有無 ⑩表面排水の機能の良否

期）および豪雨や地震を受けた補強土壁（被災時）の安定性を評価するために作成する。安定度調査票における点検項目を**表-2** に示す。補強土カルテでは，補強土壁および周辺の変状，補強土壁が設置される地形や基礎地盤などの地形的要因による変状，盛土材料や排水機能などの機能的要因による変状から，安定性を「危険」，「注意」，「安全」の３段階で容易に評価する。調査結果は，**図-8** に示すような安定度評価図表に図化されるシステムとなっている。

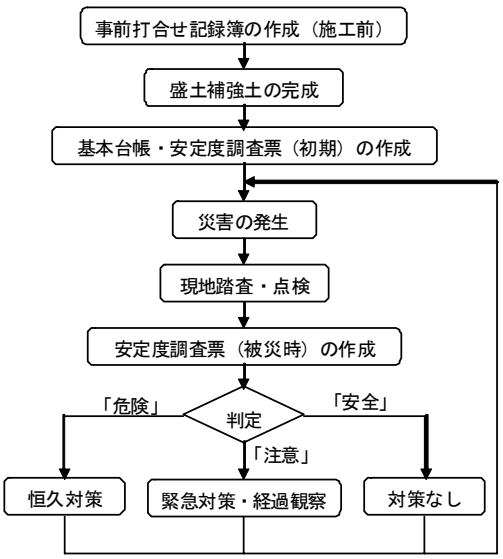


図-7　補強土カルテの運用フロー

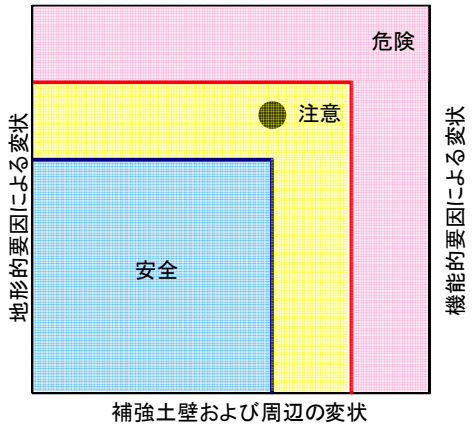


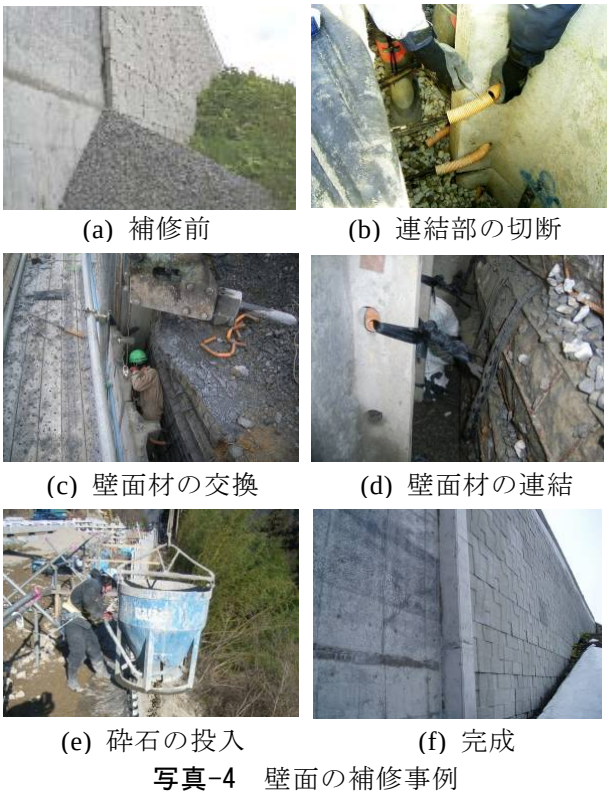
図-8　安定度評価図表

２．３．３　壁面の補修

本補強土壁は，壁面材とジオテキスタイルによる補強盛土体が分離した構造であるため，壁面が想定外の外的要因によって損傷した場合，補強盛土体に影響を与えることなく壁面を補修することができる。壁面の補修は，**写真-4** に示すように，排水層に充填されている砕石を抜きとった後，壁面材に連結されている内壁安定ジオテキスタイルを切断し，損傷した壁面材を取り外す。その後，新しい壁面材を設置して，盛土内に残る内壁安定ジオテキスタイルと連結し，壁面材の背面に砕石を充填する方法で行う。

３　おわりに

本報告では，ジオテキスタイル二重壁補強土壁工法設計・施工マニュアル（改訂版）の改訂の概要を示した。今後も本補強土壁の設計，施工，維持管理に携わる実務者の一助となるように，さらなる検討を行っていく予定である。



(a) 補修前　(b) 連結部の切断
(c) 壁面材の交換　(d) 壁面材の連結
(e) 砕石の投入　(f) 完成

写真-4　壁面の補修事例

参考文献

1）　社団法人　日本道路協会：道路土工擁壁工指針（平成 24 年度版），2012.

2）　西本俊晴，辻慎一朗，吉田浩一，太田秀樹：ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法の災害時における安定性評価手法の提案と適用，地盤工学会誌，Vol.56，No.11，pp.28-31，2008.

シェル型浸透固化処理工法

五洋建設株式会社　技術研究所　係長　秋本　哲平

1　はじめに

阪神淡路大震災，東日本大震災の際にも発生した液状化による被害は，社会的・経済的な問題として大きくクローズアップされており，港湾の岸壁や空港滑走路，コンビナートの既設タンクなどで液状化対策が実施されつつある．浸透固化処理工法は，構造物を供用しながら液状化対策を可能とした技術で，東日本大震災の際にも，仙台港，仙台空港の浸透固化処理工法で液状化対策を施工した個所は，液状化による被害は無く，その効果は実証されている．しかしながら，浸透固化処理工法は，高い液状化対策効果や曲がり削孔など適用範囲の広さが優れている特徴を有している一方，薬液単価が高価であるという課題がある．

本報では，従来の浸透固化処理工法に比べてコストは 20%低減しながら，地盤の変形抑制性能は同等の性能を有するシェル型浸透固化処理工法について報告する．

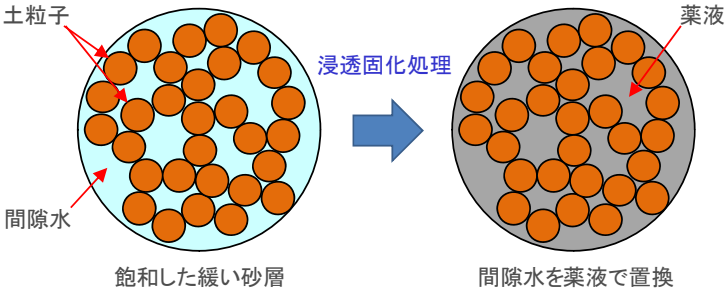


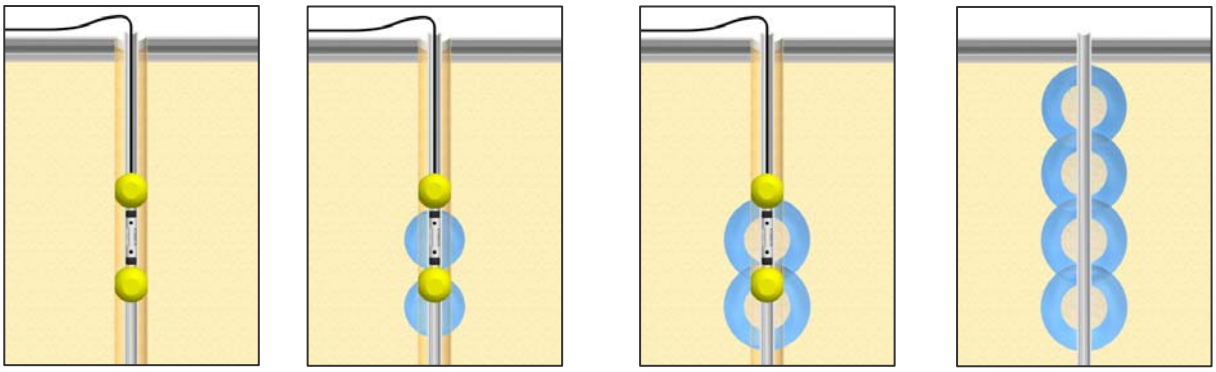
図-1　浸透固化処理工法の概念

2　シェル型浸透固化処理工法の概要

浸透固化処理工法は，液状化が予想される砂質地盤に対して，溶液型の恒久薬液を低圧力で浸透注入することにより地盤を低強度固化し，液状化を防止する地盤改良工法である．工法の概念を図-1 に示す．浸透固化処理工法は，低圧力での注入により，土粒子骨格を乱すことなく，間隙水を薬液に置換することができる．そのため，施工による周辺構造物への影響はほとんどなく，施設を供用しながら施工することができる．また，斜削孔や曲がり削孔を利用することにより，構造物直下の液状化対策



図-2　シェル型浸透固化体の形状イメージ



（1）注入管配置　（2）薬液注入（外殻）　（3）海水注入　（4）固化体完成

図-3　シェル型工法の施工方法

も可能である[1]．本工法は，既設岸壁背面，空港滑走路および既設タンク直下等で適用されており，これまでに 180 件以上の施工実績を有している．注入薬液は，恒久型薬液を使用しており，その耐久性確認も継続して実施している．

「シェル型浸透固化処理工法」は，従来の浸透固化処理工法の薬液改良固化体の外側部分に強い外殻（シェル）をつくり，中心部分に未処理部分を 30%残すことで薬液使用量を減らす低コスト型薬液改良工法である．図-2 に，ドラム缶注入実験にて作成したシェル型浸透固化体の形状イメージを示すとともに，このような固化体を造成するための施工方法を図-3 に示す．改良対象地盤に従来工法と同じ浸透固化薬液を注入した後に，薬液と比重の近い海水等の液体を注入することにより，シェル型固化体を造成することができる．



写真-1　掘削により確認されたシェル型改良体

3　原位置施工実験

シェル型浸透固化処理工法の実地盤への適用性を調査するため，2007 年に石狩湾新港にて，実物大の注入実験を実施した．

実験において，1 箇所あたり，942L の薬液を注入後，628L の海水を注入した（総注入量：1,570L）．掘削により確認したシ

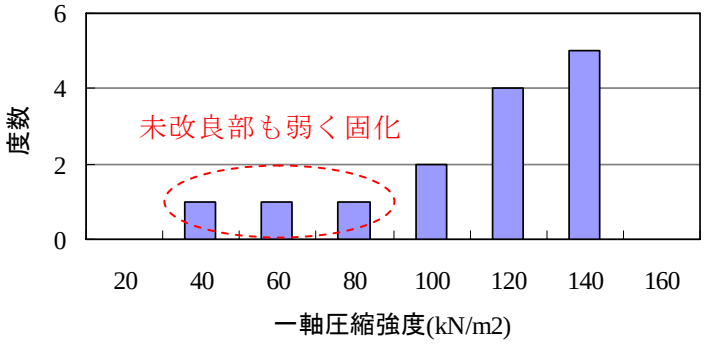


図-4　トリプルチューブ採取による
シェル型固化体の強度分布

ェル型固化体は**写真-1** に示すように，直径 1.9m の改良体が地盤中に造成されていることを確認した．

また，トリプルチューブによりシェル型固化体のサンプリングを行い，一軸圧縮試験により調査した結果を**図-4** に示す．外殻部分で十分な強度が得られていることに加え，中央の未改良部についても，弱く固化していることが確認された．

４　シェル型固化体の液状化対策効果に関する模型実験

遠心載荷模型実験装置を用いた実験により，シェル型固化体の液状化対策効果の確認を行った．実験における初期地盤条件として相対密度 60%の水平地盤を選定した．相馬産の 5 号珪砂を用いて模型地盤を作成した後，20G の遠心加速場条件の下で，層厚 0.25m の地盤模型に対して 300Gal の地震動を与える実験を行った．

実験ケースは，**表-1** に示すように，Case1：地盤改良を行わないケース，Case2：相対密度を 90%に締固めたケース，Case3：改良率 70%で部分改良を行うケース，Case4：シェル型浸透固化処理工法の適用ケースの 4 ケースを選定した．

表-1　実験ケース

Case	**地盤改良方法**
1	**未改良（相対密度 60%）**
2	**締固め（相対密度 90%）**
3	**浸透固化処理工法（70%部分改良）**
4	**シェル型浸透固化処理工法**

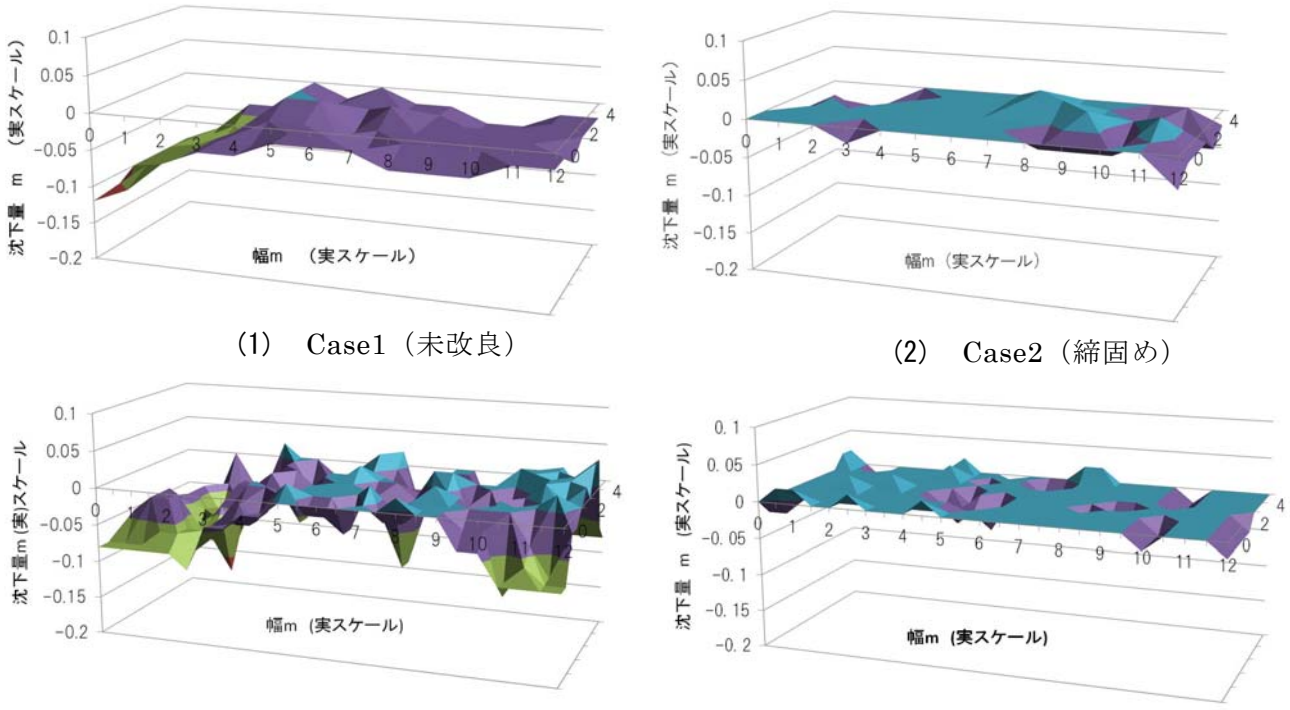
70%部分改良体　　シェル型改良体





シェル型浸透固化体の加速度応答，ひずみ特性，過剰間隙水圧特性を調査した結果，固化体内部の未改良部分は液状化する可能性があるが，薬液固化体で形成されている外殻は液状化せずに，従来工法と同じ改良強度を発揮するため，液状化した固化体内部の土は殻外に流出せず，改良対象地盤全体の変形抑制性能は従来工法と同等の性能を発揮することが確認された．

また，各ケースにおける実験後の地表面沈下量，および最大の地表面沈下量を**図-5**，**表-2** にそれぞれ示す．部分改良のケースでは，未改良部分の液状化により地表面沈下量が有意に発生するのに対し，シェル型浸透固化のケースは，シェル型固化体が強い変形抑制性能を発揮するため，地表面沈下がほとんど生じないことが確認された．



(1)　Case1（未改良）　(2)　Case2（締固め）

(3)　Case3（70%部分改良）　(4)　Case4（シェル型改良）

図-5　実験後の地表面沈下量分布

表-2　実験後の最大沈下量

Case	最大沈下量
1	0.12m
2	0.04m
3	0.12m
4	0.02m

5　おわりに

提案するシェル型浸透固化処理工法は，従来工法と比較して，薬液の使用量を 30%程度抑えることにより，20%のコストダウンを実現できる．また，遠心載荷模型実験により，薬液の使用量を減らしたシェル型浸透固化体は，従来工法と同等の地盤の変形を抑制する性能を有することが確認された．

また，本工法は，当社が保有している「曲がり削孔技術」及び 「長距離曲がり削孔技術」 との併用が可能であるため，構造物直下地盤の対策が可能である．

港湾地域では公的施設はもとより，民間施設においても BCP の観点から液状化対策の需要は高まっている状況の中，本技術が提案できるものと考えられる．

1)浸透固化処理工法技術マニュアル（2010 版），沿岸技術開発センター，2010

第1会場

第Ⅲグループ

「Made in 新潟 新技術普及・活用制度」について

新潟県土木部　技術管理課　技術管理班　主任　　坂井　浩

１　はじめに

「Made in 新潟 新技術普及・活用制度」は、新潟県内の企業が開発した建設分野の新技術を広く情報公開し、新技術の普及と活用を促す制度である。この制度は、社会資本整備の質の向上や県内企業の技術力向上、ひいては県内建設産業の育成を図ることを目的とし、新潟県が平成 18 年度に創設した制度である。

また、県では開発企業だけでは難しい県外への販路開拓を支援するとともに、県発注工事等で活用した結果を公開することにより、技術の更なる改良・洗練を促している。

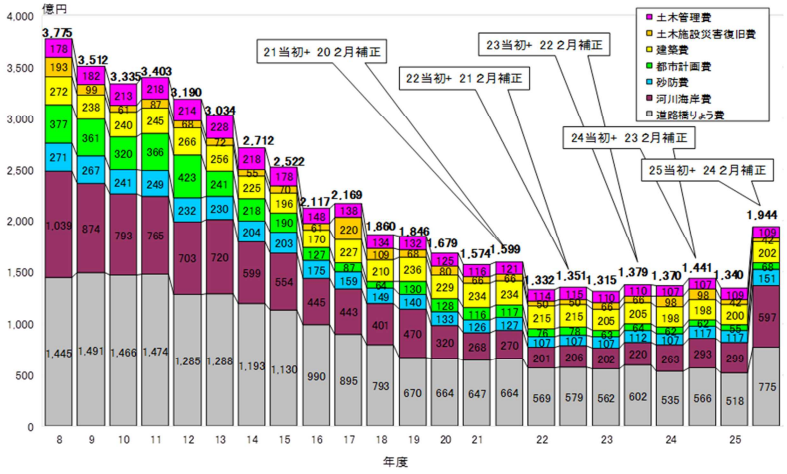
２　制度の必要性

２．１　建設産業の現状

新潟県における建設産業は、社会基盤の整備のみならず、災害対応や冬期の除雪など、地域に密着し現場の第一線で中核的な役割を担う重要な産業である。

しかし、近年において建設投資が大きく減少（**図－１**）する中、建設産業を取り巻く環境は悪化し、その経営は極めて厳しい状況にある。

これらの変化に対応すべく、経営基盤の強化、経営革新および新分野進出等に官民一体となって取組んでいる状況にある。



図－１　新潟県土木部予算の推移

２．２　制度の意義

新潟県内の中小建設企業は、厳しい経営環境下においても、創意工夫と自主的な努力により、地域の保全および活性化に貢献しており、県がこれらの企業やその試みを後押しすることは大きな意義がある。また、県内企業が開発した新技術を県発注工事等で積極的に活用することにより、開発企業の経営環境の改善はもとより、企業の技術に対する意識の高揚、そして、エンドユーザーである地域住民に品質およびコストが優良な社会資本を提供することにつながる。

これらを背景に、新潟県は建設産業の振興策の１つとして、平成 18 年度に「Made in 新潟 新技術普及・活用制度」を創設し、新技術の普及と活用を促し、県内建設産業の活性化に取り組んでいる。

３　「Made in 新潟 新技術普及・活用制度」について

３．１　技術の申請

本制度に登録するための申請要件を以下に掲げる。

・ 新潟県内に主たる営業所（本社、本店）がある企業等の法人が直接開発した技術であること

・ 土木、港湾および建築分野に適用できる技術であり、実用化されていること

３．２　技術の審査

申請のあった技術について、以下に掲げる基準により登録の可否を審査する。

・ 「従来技術より活用効果が高い技術」または「従来にはない画期的な技術」であること

・ 各種仕様書・関係法令等の適合することが明確であること

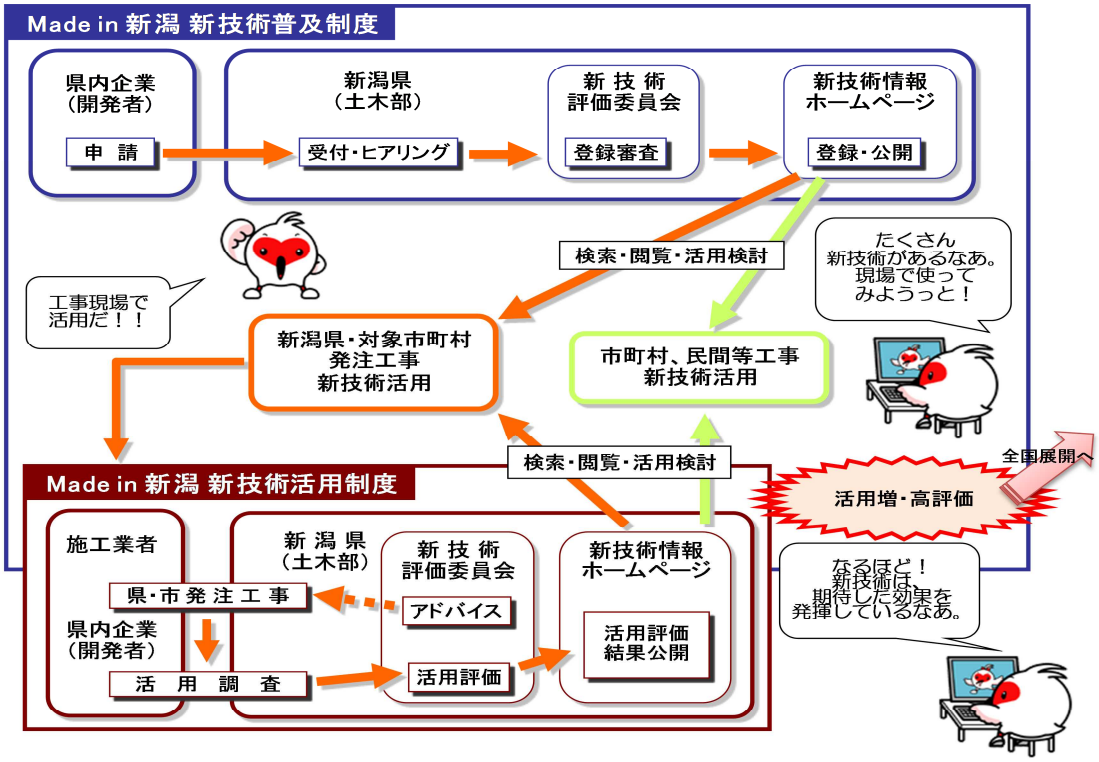
・ 論理的な根拠があり、技術的な事項に係る性能・機能等が実験等の方法で確認されていること

３．３　「普及制度」と「活用制度」

「Made in 新潟 新技術普及・活用制度」は普及制度と活用制度の２つで構成される。（**図－２**）

「Made in 新潟 新技術普及制度」は、３．２の審査で登録適当とされた技術を「Made in 新潟 新技術情報データベース」（以下、「データベース」と言う。）に登録し、その技術が新潟県はもちろん、県内の市町村や国等の官公庁、民間企業、そして県外まで広く普及することを促す制度である。

「Made in 新潟 新技術活用制度」は、データベースに登録した新技術のうち、新潟県や対象市町村が発注した工事等において活用効果を調査・評価し、この結果を公開して、他の現場での活用や技術改良を促す制度である。



図－２　制度の概要

３．４　優れた新技術へのインセンティブ

データベースに登録されている技術の中で、活用効果が高く実績（活用件数や売上額）の多い技術を「Made in 新潟 ゴールド技術」に認定、さらにその中でも県内外で高い評価・需要が期待できる技術を「Made in 新潟 プラチナ技術」に認定している。（ロゴマークは**図－３**）

「Made in 新潟 ゴールド技術」に認定された技術は、技術の信頼性の向上、更なる普及・活用の拡大が期待できる。

「Made in 新潟 プラチナ技術」は、上記のゴールド技術に認定された技術から公募し、学識経験者等の有識者で構成される選考委員会を経て認定される。「Made in 新潟 プラチナ技術」に認定された技術は、「Made in 新潟 プラチナ技術」の名称を永久使用できる他、活用・普及から一歩進んで、全国での活用の定着を目指し、販路開拓支援事業として県外への販路開拓のための補助金を申請することができる。



図－３　ロゴマーク

３．５　販路拡大の支援

前節で述べた「Made in 新潟 プラチナ技術」に認定された技術の開発企業を対象に、県外で配布される出版物やチラシ等への広告掲載費や、新潟県外で行うデモ施工費、見本市への出展費等に補助金の交付を行っている。これにより、開発企業の県外での戦略的な販路拡大を後押ししている。

このほか、新潟県の標準歩掛や単価の設定、図集作成等の標準化支援を適宜実施している。

３．６　現場ニーズの公開

「顧客ニーズを適確に把握することが、売れる技術や優れた技術を開発するための第一歩」と捉え、本制度では、公共工事の一義的な顧客である県土木部等の職員の「こんな技術があったらいいのに」を調査し、ホームページ等で公開している。

公開したニーズについて企業等から問合せがあった場合は、ニーズを発信した職員に直接ヒアリングできるようにすることで、真に「役立つ技術」「求められている技術」の開発を後押ししている。

３．７　その他取り組み

これまで述べたほか、「設計」「積算」「発注」「施工」の各段階で登録技術の活用を促進するための取り組みを実施している。

設計段階：設計委託の比較検討の選定において、新技術を含めることを義務づけ

積算段階：活用が進み評価の高い技術の県標準歩掛を設定、活用が進んでいる技術（製品・材料）の県単価を設定

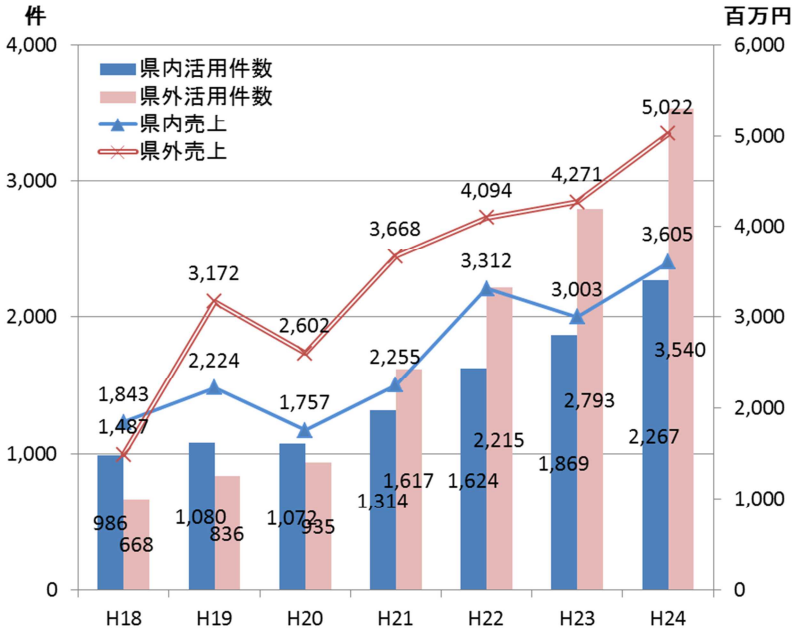
入札段階：総合評価方式において、入札者が新技術の活用を提案した場合、加算点で加点

施工段階：受注者の提案で新技術を活用した場合、工事成績評定で加点

４　実績

平成 18 年度から平成 24 年度までの「Made in 新潟 新技術普及・活用制度」の活用件数ならびに売上の推移を**図－４**に示す。

平成 18 年度の制度創設以来、着実に実績を伸ばしており、平成 24 年度までの累計で活用件数が約 23,000 件、売上額が約 423 億円となった。また、制度創設当初は県内での実績が大きかったが、近年は逆転し県外の実績が大きい。特に県外での活用件数の増加が著しい。



図－４　Made in 新潟登録技術の活用・売上状況

５　広報活動等

５．１　イベントの開催と参加

新潟県は、本制度および本制度に登録されている新技術の概要や、実際に活用した状況等を多くの人々に知ってもらう場として、「Made in 新潟 新技術展示・発表会」や「Made in 新潟 新技術説明会」を毎年開催している。

また、これまで「けんせつフェア北陸」はじめ多数のイベントに参加し、本制度および登録技術を県内外に向け発信しており平成 25 年度の新しい試みとして「EE 東北」（主催：東北地方整備局他）に参加し、更なる県外への販路拡大を支援している。

５．２　新技術情報提供システム（NETIS）との連携

「Made in 新潟 新技術普及・活用制度」登録技術のうち、新技術情報提供システム（NETIS）（以下「NETIS」という）に登録されている技術は約半数である。新潟県では、NETIS 登録により国土交通省発注工事はじめ広範囲の工事での活用が期待されるため、NETIS 登録を推奨している。

６　おわりに

建設工事における新技術の導入は、建設コストの低減、社会資本の長寿命化等の良質な社会基盤の整備に寄与するものである。新潟県は「Made in 新潟 新技術普及・活用制度」により新技術の普及と活用を促すことで、今後も県内建設産業の活性化を推進していく。

加えて、登録技術の県発注工事における積極的な活用を行い、特に、プラチナ・ゴールド技術をはじめとする活用効果の高い技術については、今後も県内外での更なる販路拡大を支援していく。

最後に、本制度については、ウェブページ「http://www.shingijutu-niigata.jp/」（「Made in 新潟」で検索）にて広く情報を公開しているので、現場での工法、技術を検討の際にはご覧いただきたい。

排水・湿潤連続養生によるコンクリートの耐久性向上技術の開発

大成建設　土木技術研究所土木構工法研究室　○臼井　達哉
宮原　茂禎
坂本　淳
東京大学 生産技術研究所 教授　　岸　利治

1　はじめに

今後の社会資本の維持管理費用の増大が予測される一方，新設構造物は長期耐久性を有するコンクリートを施工し，将来のメンテナンスコストを抑えることができる施工技術が求められている。

本研究では，コンクリートの養生による耐久性の向上を目的とし，打込み直後にコンクリートから生じるブリーディングや気泡を排出する透水型枠養生と，凝結後の速やかな給水による湿潤養生を脱型せずに連続で行うことができる養生手法を開発した。

これまでに考案した上記に関する養生方法について，小型の試験体を用いて空隙構造の評価や各種の耐久性試験によりその効果を評価してきた[1)]。その後，壁高欄を想定した実大規模の部材による適用性検証試験や橋梁現場の壁高欄の一部へ適用することにより，標準的な施工方法を構築するとともに，各種の耐久性試験，非破壊試験によって良好な養生効果が得られることを確認してきた[2)]。本報では，実大規模の部材による適用性検証試験，橋梁現場の壁高欄への適用結果について報告する。

2　排水・湿潤連続養生工法の概要

本研究で検討した型枠の構造と養生の手順を，図-1 とあわせて以下に示す。

①内部に水を供給することができる中空構造をもつ樹脂製の透水板をせき板として使用し，コンクリートとの接触面には透水性のシートを設置して型枠を組み立てる。

②コンクリートを打ち込む。打込み中および打込み直後は型枠下部に設置した水抜きの栓を開いて，コンクリート表層の余剰水や空気泡を排出し，表層部の水セメント比を低減させる。

③凝結終了後に水抜きの栓を閉じて透水板に給水することにより，湿潤養生を行う。

使用する透水板は，強度が高く，コンクリート打込み面側のみに図-2 に示すような直径約 1mm の小孔を 1cm 間隔で設け，透水性シートを介してコンクリートへの給排水を可能にしたものである。透水シートは織布と不織布を組み合わせたもので，透水型枠用に開発された市販のシートを使用した。また，透水板下部には水抜き

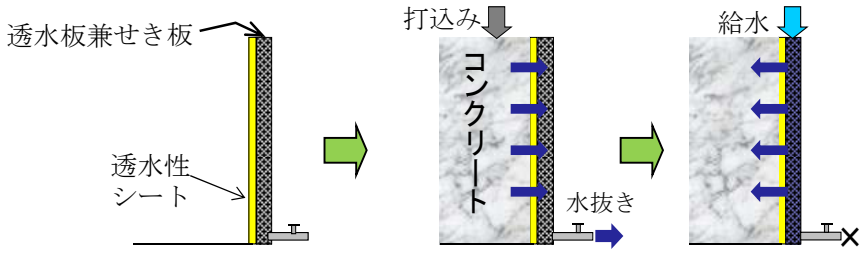


図-1　排水・湿潤連続養生の概要

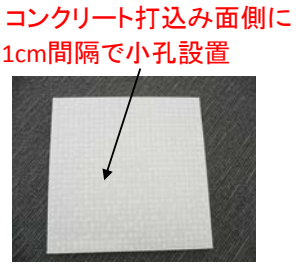


図-2　透水板の外観

孔を設置し，透水板内に貯まった水を排水できる構造とした。

これにより，コンクリート打込み直後の余剰水や気泡の排水と凝結終了後の速やかな湿潤養生を一つの型枠で連続して実施することができると考えた。本報では，この養生方法を排水・湿潤連続養生(工法名：W キュアリング)と呼ぶこととする。この養生方法は，通常の木製型枠の存置による養生と比較し，コンクリート表面の空隙構造の緻密化，中性化の顕著な抑制，透気係数の減少，塩化物イオンの浸透抑制など優れた耐久性向上効果を有するものである。

3　壁高欄を模擬した部材による適用性検証試験

3．1　実験方法

壁高欄の施工を想定した部材の形状および配筋を図-3，型枠組立て状況を図-4に示す。壁面部の形状は 3600×300×1200mm とし，既往の壁高欄の図面を参考にD16 の鉄筋を縦方向に250mm，横方向にD13 を 200mm 間隔で配置した。部材は排水・湿潤連続養生により製作するものと，比較用として通常の木製の型枠を存置して製作するものの 2 体とした。

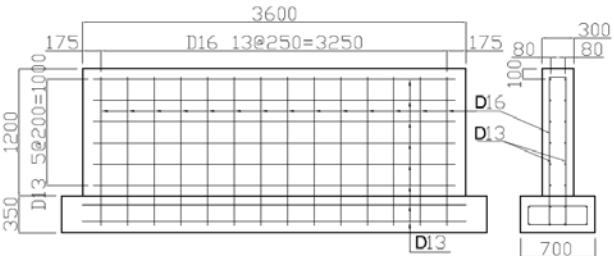
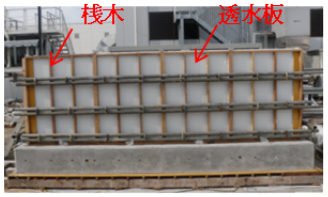
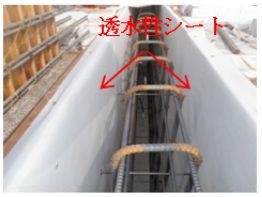


図-3　部材立面図



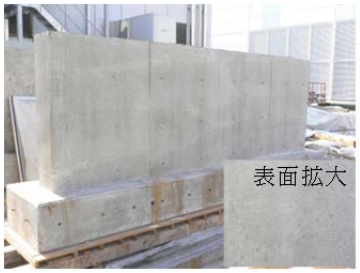
a．型枠組立て状況



b．型枠内部の状況

図-4　型枠組立て状況

コンクリートは 30-8-20N のレディーミクストコンクリートを使用した。コンクリートの打込みから仕上げまでは一般的なコンクリート施工[3)]に準じて実施した。排水・湿潤連続養生では，打込み開始から水抜を通して余剰水を排出した。打込みの翌日に透水板を水で満たし，それ以降は打込み面から少量の水を供給し続けて湿潤状態を保持した。材齢 3 日（給水期間は 2 日）で水の供給を止め，透水板内の水を排出して湿潤養生を終了したのち，材齢 5 日において脱型した。木製型枠を使用して製作した比較用の部材は，打込み面を散水した養生マットで覆いながら，材齢 5 日まで型枠を存置したのちに脱型した[3)]。



a．排水・湿潤連続養生部材



b．木製型枠部材

図-5　脱型後の部材の表面状況

脱型後の両部材は屋外で保管し，養生による耐久性の向上効果を透気係数，細孔径分布，促進中性化深さ，塩化物イオンの見掛け拡散係数を測定することにより検証した。本報では，透気係数，促進中性化深さについて報告する。部材の高さ方向の品質の差を確認するために，測定は壁面の上部および下部で実施した。上部は壁面の天端から 20cm 下，下部はフーチング上面から 20cm 上の地点とした。

透気係数は材齢 7 ヶ月において Torrent 式透気試験により測定した。測定方法は，コンクリート表面に設置したチャンバー内を真空ポンプによって減圧した時の圧力の経時変化を測定することによって透気係数を算出するものである[4)]。中性化深さは，材齢 28 日で採取したコアを用いて，表面を暴露面とし，側面と底面はエポキシ樹脂でコーティングして試験した。中性化深さは 20℃，RH60%，CO_2 濃度 5%の条件で 13 週間中性化を促進した後，割裂した面にフェノールフタレイン溶液を噴霧し，表面からの非呈色深さを測定することで求めた。

3．2　試験結果

３．２．１　脱型後のコンクリートの状況

脱型後の部材の状況を図-5 に示す。表面には透水性シートの織布の細かな編目が転写されていたが，空気あばたは非常に少なく良好な仕上がりであった。

３．２．２　耐久性試験結果

材齢７ヶ月におけるTorrent 法による透気係数の測定結果を図-7 に示す。透気係数は，排水・湿潤連続養生した部材では，平均で木製型枠の場合の1/5 程度の値となった。透気試験では上部と下部の測定値に優劣の明瞭な傾向は現れなかった。

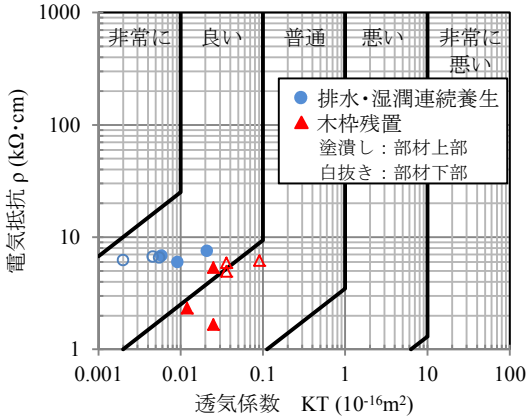


図-7　透気係数測定結果

表-1　促進中性化試験結果

養生	上部	下部
排水・湿潤連続養生	0　mm	0　mm
木製型枠	16　mm	13　mm

13 週促進中性化試験後の中性化深さを表-1 に示す。木製型枠の場合には10mm 以上中性化が進んでいるのに対して，排水・湿潤連続養生では 0mm であり，顕著に抑制された。

４　橋梁上部工壁高欄への試験施工

４．１　現場の概要

排水・湿潤連続養生を和歌山県に建設された中谷川第一高架橋の壁高欄の一部において排水・湿潤連続養生を適用した。

中谷川第一高架橋は全長 249m，最大支間長 33m の８径間連続PC 中空床板橋である。排水・湿潤連続養生は図-8 に赤線部で示す橋台の延長 9m，高さ約 1.1m の壁高欄においてに適用した。上下線の壁高欄のコンクリートを同日に打設したが，排水・湿潤連続養生は上り線において適用し，下り線は比較用として通常の木製型枠を用いて施工した。

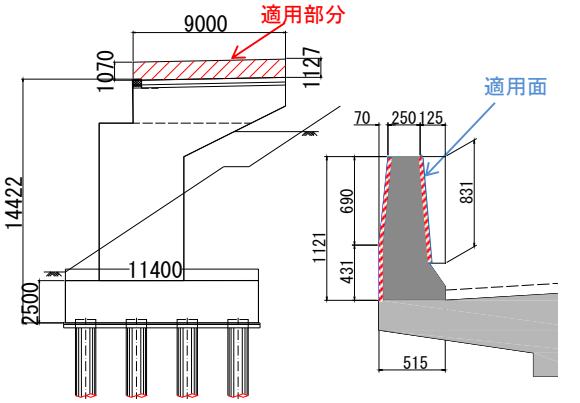


図-8　排水・湿潤連続養生の適用位置


a．コンクリート施工状況　　b．余剰水の排出

図-9　コンクリートの施工と初期排水状況

４．２　施工方法

透水板は3章に示した方法と同様にコンクリート面側を透水性シートで覆い，外面は桟木で補強して使用した。コンクリートは，27-8-20N のレディーミクストコンクリートを使用し，打込みはコンクリートポンプ車で行った。締固めは通常の壁高欄の施工と同様に行い，打込み開始から水抜きを通して余剰水の排水を行った。

コンクリートの施工状況と打設時の余剰水の排出状況を図-9 に示す。水抜き孔は幅 1.8m，高さ約 80cm の透水板１枚につき1ヶ所取り付けたが，この範囲から1kg/m^{2}程度の余剰水が排出された。施工が冬期であったため，打込み翌日から打込み面を電熱式の加熱養生シートで覆って保温養生するとともに，湿潤養生を実施した。現場は水を供給し続けることができる環境であったため，打設面に常時給水して透水シートを湿潤に保った。材齢４日（湿潤養生３日間）で水の供給を終了して透水板の水を排出したのち，材齢７日まで加熱養生シートによる保温養生を行い脱型した。木製型枠を使用した壁高欄は加熱養生シートによる保温のみを実施し

て材齢 7 日で脱型した。

施工後の調査として，コンクリート打設後15ヶ月において，排水・湿潤連続養生では，図-11 に示す上部，下部各5カ所，木製型枠では，上部，下部各2カ所においてシュミットハンマによる反発度の測定および表面透気試験（Torrent 法）を実施し，コンクリート表面の緻密性等を評価した。

４．３　試験結果

脱型後の壁高欄の仕上り状況を図-10 に示す。部材試験の場合と同様に，排水・湿潤連続養生したコンクリートは表面に透水シートの織布の網目が残るが，空気あばたもほとんどなく，良好な仕上がりであった。



a．排水・湿潤連続養生箇所



b．表面近影

図-10　脱型後のコンクリートの仕上がり状況

打込みから 15 ヵ月後に壁高欄の道路側の面においてシュミットハンマーおよび透気試験結果を表-2 に示す。両養生ともに下部では上部よりも品質が良くなる傾向が現れた。排水・湿潤連続養生した壁高欄のシュミットハンマー反発度は木製型枠の場合よりも上部，下部ともに約 1.1 倍となり，大きな値を示し，表層部分の硬度(強度)が向上していることが示された。透気係数は，排水・湿潤連続養生した場合は木製型枠と比べて 1/5 以下となり，大きく向上している傾向が見られた。

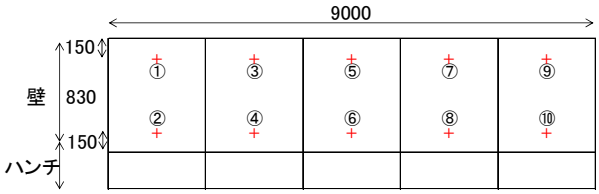


図-11　非破壊調査実施位置

表-2　非破壊試験計測結果

測定位置	排水・湿潤連続養生		木製型枠	
	反発度	透気係数 $\times10^{-16}m^2$	反発度	透気係数 $\times10^{-16}m^2$
高欄壁上部	平均:46.1	平均:0.010	平均:42.6	平均:0.054
	最大:49.3 最小:44.4	最大:0.023 最小:0.001以下	最大:43.0 最小:42.1	最大:0.048 最小:0.060
高欄壁下部	平均:49.1	平均:0.003	平均:43.1	平均:0.064
	最大:50.1 最小:46.9	最大:0.007 最小:0.001以下	最大:43.4 最小:42.8	最大:0.073 最小:0.054

※$0.001\times10^{-16}m^2$ 以下：透気係数の測定限界値
平均値は $0.001\times10^{-16}m^2$ として計算

５　まとめ

これまでの検討で，排水・湿潤連続養生による耐久性の向上，および標準的な施工方法を確立できたものと考える。今後は工種や部材の条件等に合わせて施工方法を適宜改良していくことにより，より多くの構造物への適用を検討する。

謝辞

本技術の現場適用および公表にあたり，国土交通省近畿地方整備局ならびに，大成建設（株）土木技術部および関西支店工事作業所に多大なるご協力を頂きました。ここに付記して感謝致します。

参考文献

1)　宮原茂禎ほか：排水・水中養生したコンクリートの耐久性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1pp.767-772，2011.7

2)　宮原茂禎ほか：排水・湿潤養生によるコンクリートの耐久性向上技術の開発，大成建設技術センター報，No45，2012.

3)　土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書[施工編]，2008.3

4)　R.J.Torrent.et.al: A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the concrete, Proceedings of the International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering, pp-985-992,1995

ポータブル　ワイヤレス　ライブカメラシステム(OPECA)の工事検査における活用事例及びその活用効果について

大陽開発株式会社　専務取締役　荒木　克

1　はじめに

遠隔地にある現場の状況をすぐに知りたい、いつも把握していたいと思うことが、建設技術者ならば誰でもあるのではないだろうか。そのためか、最近では固定式ライブカメラを設置している建設現場をよく目にする。しかし、固定式ライブカメラが設置できる場所は限られていて、そこから撮影できる場所も限られている。それでは充分な情報が得られず、詳しい状況を把握することはできない。そこで当社は、自由に持ち運びができ、どこでも撮影できるライブカメラである「ポータブル　ワイヤレス　ライブカメラシステム」(OPECA)を開発した。

OPECAが初めて技術提案され、実際に活用された下水道管更正工事の現場にて、安全かつ効率的に検査ができるシステムとして段階確認や竣工検査時に用いられたことがきっかけとなり、現在ではOPECAを用いて現場検査を実施する事例が増えてきている。

本稿では、OPECAを用いた現場検査の事例を紹介し、その活用効果について報告を行う。

2　システムの概要

OPECA とは、現場の「通信セット」から送信された映像を事務所のPC で見ながら、音声交信ができるシステムである。通信セットとは、カメラ、ヘッドセット、コントロールユニット（データの送受信機）から構成され、現場の作業者が装着して使用するものである。

OPECA には通信方法の違う２つのモデルがあり、その現場状況などにより選択する。

（１）OPECA wi-fi：

通信セット、アクセスポイント（電波受信機）、ブリッジセット（電波中継機）から構成される、無線LAN 電波を中継して、映像・音声データを送受信するモデル。通信エリアは現場事務所（アクセスポイント設置箇所）から1.8km 以内であるが、高画質な映像の送信が可能。

（２）OPECA 3G：

通信セット及びモバイルwi-fi ルーター（別途



図-1　OPECA wi-fi

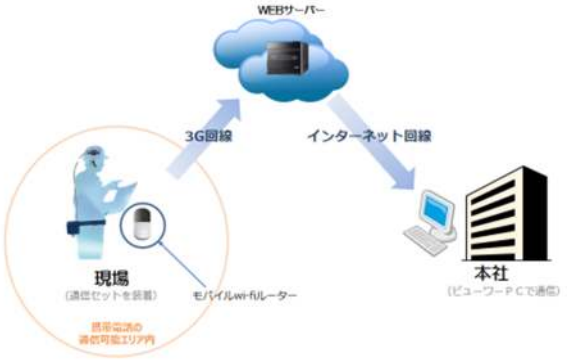


図-2　OPECA 3G

契約）から構成される、3G 回線を用いて映像・音声データを送受信するモデル。映像の画質は低くなるが、3G 回線（携帯電話回線）に接続できれば、どこでも通信が可能。

3　OPECAを使った工事検査の事例

現在では様々な工事検査の場面でOPECAが使用されている。ここではその中から代表的な事例３例を挙げ、工事の具体的な内容、OPECAの使用方法、OPECAを使用したことで実際に得られた効果を紹介する。

事例①

(1)工種　　：下水道管更正工事

(2)工事概要　：製管工法　既設管径φ900mm(更生管径φ851mm)

(3)使用場面　：段階確認、完成検査

(4)使用モデル：OPECA wi-fi

(5)検査内容　：清掃状況確認、管径確認、製管状況確認　等

(6)検査方法　：下水道管内に「通信セット」を装着した作業者が入り、音声交信をしながら管内の撮影を行った。検査者は管内から送信された映像を、地上にてPCで閲覧しながら検査を行った。段階確認は現場事務所内に設置したPCを通して行い、完成検査は現場事務所撤去後であったため、車上に設置したPCを通して行った。

(7)使用効果　：従来、発注者の立会検査時には、受注者と発注者の双方とも管内に入って確認を行っていた。本事例では、OPECAを使用することで、発注者が管内に入らなくても管内の状況を現場事務所内または車上で確認できるようになり、立会検査を地上で行うことができた。そのため、狭小空間で行うよりもスムーズかつ安全に検査を進めることができた。

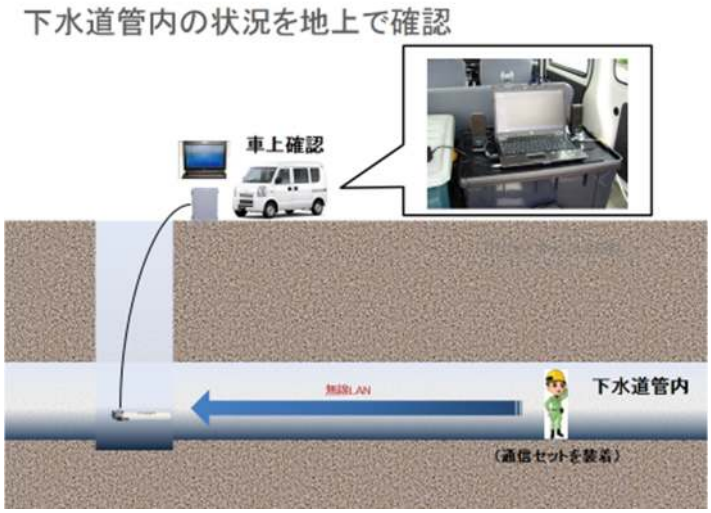


図-3　事例①OPECA 使用方法



写真-1　事例① 検査状況

事例②

(1)工種　　：集水井工事

(2)工事概要　：集水井工φ3.5m　L=26m　排水ボーリング工　集水ボーリング工

(3)使用場面　：臨時検査、完成検査

(4)使用モデル：OPECA 3G（3Gブリッジ※使用）

※通信セットとはwi-fiで通信し、そのデータを3G回線に接続して送信する装置。

(5)検査内容　：井戸内の集水ボーリング延長確認、穿孔方向確認、井戸延長確認　等

(6)検査方法　：集水井内に「通信セット」を着用した作業者が入り、音声交信をしながら井戸内の撮影を行った。検査者は井戸内から送信された映像を地域振興局内に設置したPCにて閲覧しながら検査を行った。

(7)使用効果　：従来、発注者の立会検査時には、受注者と発注者の双方とも井戸内に入って確認を行っていた。本事例では、OPECAを使用することで、発注者は井戸内に入らなくても地上で中の状況を確認できるようになり、立会検査を地上で行うことができた。そのため、スムーズかつ安全に検査を進めることができた。また、インターネットに接続してOPECAを使用したことで、現場から30km程度離れた地域振興局内で検査することができた。これにより、現場往復の移動時間削減、現場での検査待ち時間の削減ができた。

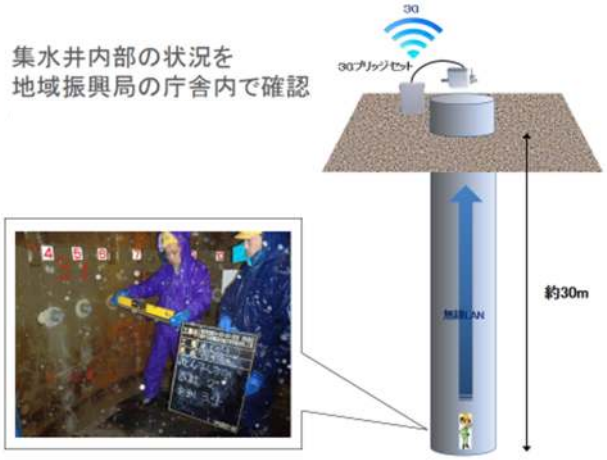


図-4　事例②OPECA 使用方法



写真-2　事例②検査状況

事例③

(1)工種　　：法面工事

(2)工事概要　：アンカー工　吹付工　等

(3)使用場面　：臨時検査、完成検査

(4)使用モデル：OPECA wi-fi（現場内は3G通信可能エリア外であったため）

(5)検査内容　：アンカー品質確認試験　等

(6)検査方法　：法面上部に「通信セット」を着用した作業者が登り、音声交信をしながら法面上部

の状況を撮影した。検査者は法面上部から送信された映像を、法面下部に設置したテント内のPCにて閲覧しながら検査を行った。

(7)使用効果　：従来、発注者の立会検査時には、受注者と発注者の双方とも法面上に登って確認を行っていた。本事例では、OPECAを使用することで、発注者が法面上に登らなくても法面上の状況を平地で確認できるようになり、立会検査を法面下部に設置したテント内で行うことができた。これにより、法面昇降に関わる時間が削減できたほか、昇降時の墜落・転落のリスクを減らすことができ、安全に検査を行うことができた。

また、本事例とは別の法面工事現場ではあるが、完成検査時に使用することで、検査者用に足場等を残さなくてもよくなるなど、施工の効率化にも役立つことがわかった。

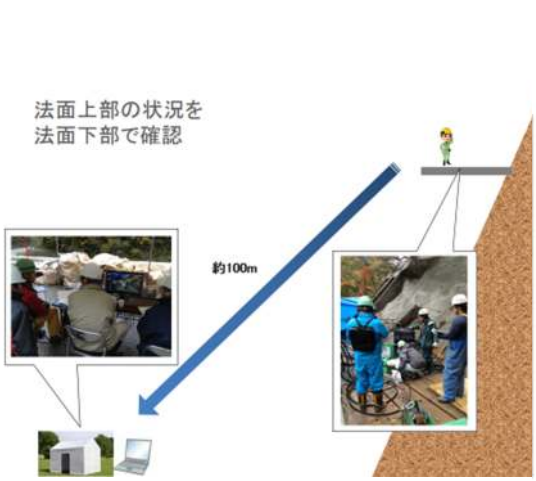


図-５　事例③OPECA 使用方法



写真-3　事例③撮影状況

４　おわりに

今年度より、新潟県土木部発注の工事において、請負者側からの提案によって OPECA を用いて現場検査を行うことが許可された。これにより、上記の事例において確認された通り、検査(移動)時間の短縮や、検査の効率化など様々な効果が期待できる。だが、OPECA を用いた工事検査はまだ始まったばかりであり、適用できる現場、工種、検査項目などがまだ明確ではない。今後は様々な現場においてさらにテストを重ねながら、適用条件等を明確にしていき、工事の受注者から OPECA の使用を提案してもらいやすい環境を整えていきたいと考えている。

老朽化した鋼矢板水路の補修・補強工法の開発

○藤村ヒューム管株式会社　技術営業部主任　佐藤弘輝

1　はじめに

河川等の水利施設で供用されている鋼矢板護岸は,長期供用により鋼材の腐食に伴う断面欠損が生じて機能低下が進行している事例が報告されている(写真-1)。こうした施設は,高度経済成長期に集中的に整備された結果,そのほとんどにおいて耐用年数を迎えつつあり,施設の維持更新が急務な課題となっている。そのため既存施設の長寿命化を図る効率的な補修および補強が行える工法の技術開発が求められている。本報では,老朽化した鋼矢板護岸を施工性や長期耐久性に優れた軽量プレキャストパネルと充填コンクリートの複合材で補修および補強を行う「ストパネ工法」(以下ストパネ工法) の概要と,試験施工および力学特性を検証した結果について報告する。

2　開発の目的

鋼矢板は,鋼材の腐食反応により断面欠損が生じる。鋼矢板水路では,腐食後も構造安全性が確保できるように,一般環境において表裏あわせて 2 ㎜の腐食代が設定されている [1)]。腐食は,特に水面付近で急激に進行し 10 年から 40 年の既設鋼矢板排水路の調査では,供用開始後 20 年で腐食が顕在化した事例も報告されている [2)]。このような状況下において既存施設を効率的に維持管理し,長寿命化を図る技術の開発と普及が急務な技術的課題となっている。従来の保護工法には，腐食した鋼矢板表面のさびや付着物をブラスト除去した後，防錆剤を塗布しウレタン樹脂などで被覆する表面被覆工法が多用されてきた。しかし,こうした保護工法施工後の施設において,被覆層の剥離や紫外線による再劣化が発生した事例も見られる (写真-2)。以上の背景より,筆者らは施工性と LCC (Life Cycle Cost) の観点から優位と考えられるコンクリートを用いた表面被覆工法としてストパネ工法を開発した。本工法は,腐食代を有する既設鋼矢板を対象として,コンクリート被覆による鋼矢板の腐食の進行を抑制する効果と鋼矢板-コンクリート複合材による補強効果を目的としている。



写真-1　既設矢板材の腐食と断面欠損



写真-2　再劣化した鋼矢板水路

３　ストパネ工法

３．１　工法概要

ストパネ工法の構造を図-1 に示す。本工法は,基礎処理を行った後に既設鋼矢板の前面に専用の接続金具を溶接してプレキャストパネルを配置し,内部にコンクリートを充填するというものである。下地処理が容易でかつ従来の保護工法にない無機系材料のコンクリートで被覆するため，アルカリ性による腐食の進行の抑制効果を期待でき,従来の表面被覆工法と比較しても,防食性は同等以上と考えられる。また,コンクリートは材料安定性に優れているので従来工法と比較して耐用年数の向上による LCC の低減が期待でき,材料としても汎用性があるので地域制約が無く全国普及を図ることができる。一方,施工面では特殊作業を必要としないため,施工が容易で尚且つ環境に左右されない安定した品質での補修および補強が可能となる。

３．２　使用材料

プレキャストパネルは,耐アルカリ性ガラス繊維補強モルタルを用い,ステンレス鋼メッシュにより補強した板状製品である。高品質かつ高強度で,構造的にも鋼矢板との複合部材となるため安定した構造体となる。また,寸法は 500 mm×500 mm×30 mm,製品質量 16.9 kg/枚とコンパクトで軽量化が図られているので,人力施工が可能で施工重機が進入できないような都市部の狭隘な河川でも施工性を確保できる。接続には,メッキ処理を施した金具を使用しており,パネル配置後に水路内面に露出しないようにパネルの裏でボルトにより接続する構造となっている(写真-3)。

３．３　施工事例

試験施工は，新潟県内の西蒲原地区に位置する猿ケ瀬排水路で行った。試験施設は水路幅 2.65 m，水路高さ 1.5ｍで，軽量鋼矢板（3D 型 L=6ｍ 設計板厚 6 mm）を使用した農業用排水路である。

３．４　施工手順

図-2 に施工フローを示す。施工手順は，高圧洗浄機（洗浄圧 14.7 MPa）を使用して，既設鋼矢板表面を洗浄し，基礎砕石および均しコンクリートで基礎処理を行った後，鋼矢板面に専用の接続金具を溶接してプレキャストパネルを設置する作業を繰り返し，内部にコンクリートを充填するというものである。

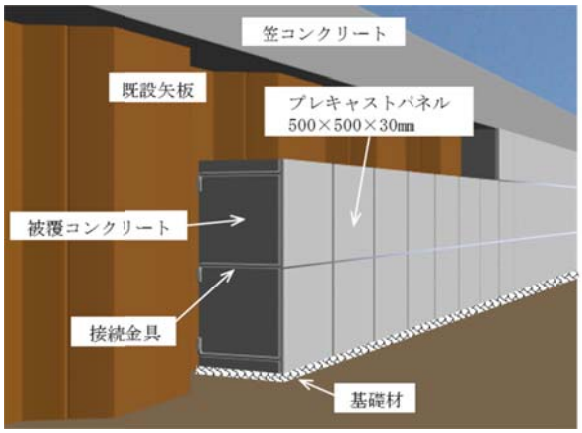


図-1　ストパネ工法構造概念図

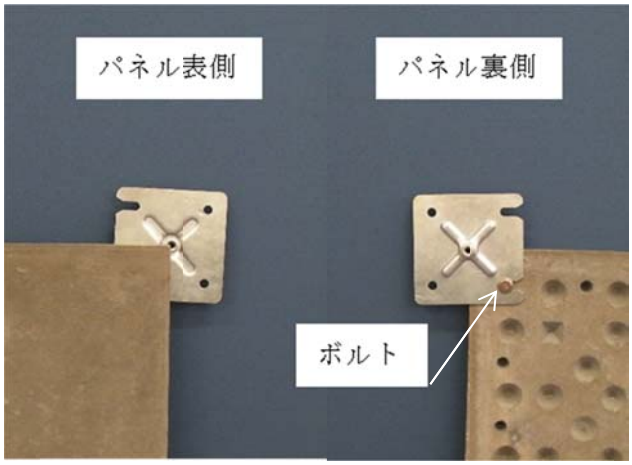


写真-3　金具接続状況

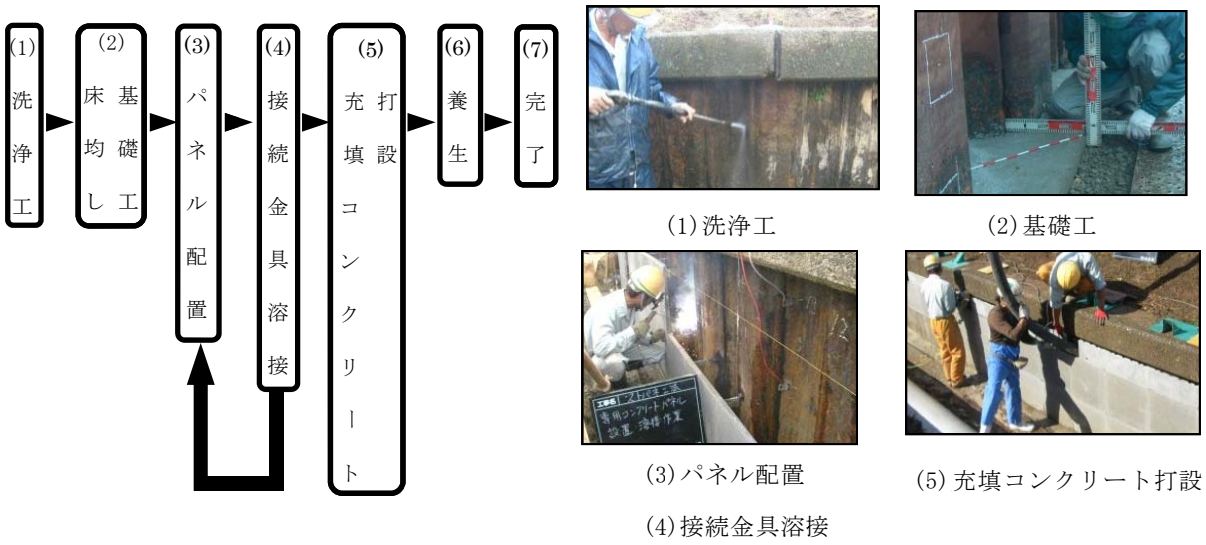


図-2　施工フロー

表-1　モデル試験条件

実験ケース	試験条件
Case 1	既設鋼矢板 （軽量鋼矢板，t=4.2～6.1 mm）
Case 2	既設鋼矢板 （軽量鋼矢板，t=4.2～6.1 mm）+コンクリート

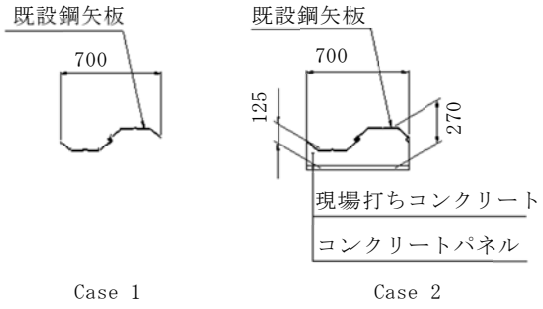


図-3　各ケース検討断面

4　力学的特性

ストパネ工法の開発に当り，鋼矢板-コンクリート複合材の力学的特性を把握するため，公益財団法人にいがた産業創造機構が実施する助成事業を活用し，新潟大学自然科学系（農学部）と産学共同研究を行った。各ケースの試験条件を表 - 1, 各ケース検討断面を図-3, 室内試験の状況を写真-4 に示す。試験は，猿ケ瀬排水路で採取した既設鋼矢板を 2 枚 1 組とし, 鋼矢板のみの Case 1 および施工と同じ手順でコンクリート被覆を施した Case 2 について実施した。載荷荷重は，既設鋼矢板を採取した水路の設計モーメントを Chang の式により算出し，このモーメントの 1.5 倍である 27 kN･m を基準とした。

試験の結果,コンクリート被覆による変位量の抑制効果を確認することができた。その結果を図-4 および図-5 に示す。基準モーメント 27 kN・m において Case 1 の最大変位 34.3 mm に対して Case 2 の最大変位は 7.3 mm であった。一方残留変位は, 同モーメントで Case 1 が 3.1 mm であったのに対して Case 2 では 0.9 mm であった。両ケースの比は最大変位量で Case 2 が Case 1 に対して 21%, 残留変位量で 28%であった。一般的に自立式鋼矢板の許容変位量は，土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」において，護岸高さ 4.0 m 以下では護岸高さの 1/40 と設定されている [1)]。本検討断面の許容値は 37.5 mm となる。本試験結果は，基準モーメントの試験荷重において，いずれのケースも最大変位量は許容値を下回っていた。しかし Case 1 に対して Case 2 の変位量の低減率が大きく，鋼矢板-コンクリート複合材では，載荷過程において曲げ変形量を抑制する効果が働いたものと推察される。

5　今後の課題

技術的課題としては,施工後に内部の鋼矢板材の腐食状況が直接目視できなくなるという点が挙げられる。これについては現在，電位計測によりマクロセル腐食の可能性を定量的に評価する取組みを進めている。

6　おわりに

本報では，筆者らが開発した既設鋼矢板護岸の補修および補強を行う工法「ストパネ工法」について報告した。試験施工により施工性の確認と,室内曲げ試験によりコンクリート被覆の補強効果を確認することができた。このことから，今後，水利施設として供用されている鋼矢板護岸の長寿命化を試みる際にストパネ工法の有効性は高いものと考えられる。

7　謝辞

本研究を進めるにあたり,新潟大学自然科学系（農学部）鈴木准教授から,丁寧かつ熱心なご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

引用文献

1) 農林水産省農村振興局整備部設計課：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」技術書，（社）農業農村工学会，pp. 357-374，2001.

2) 鈴木哲也，森井俊広，原斉，羽田卓也：地域資産の有効活用に資する鋼矢板リサイクル工法の開発，農業農村工学会誌，80（10），pp. 21－24，2012.10



写真-4　室内試験状況

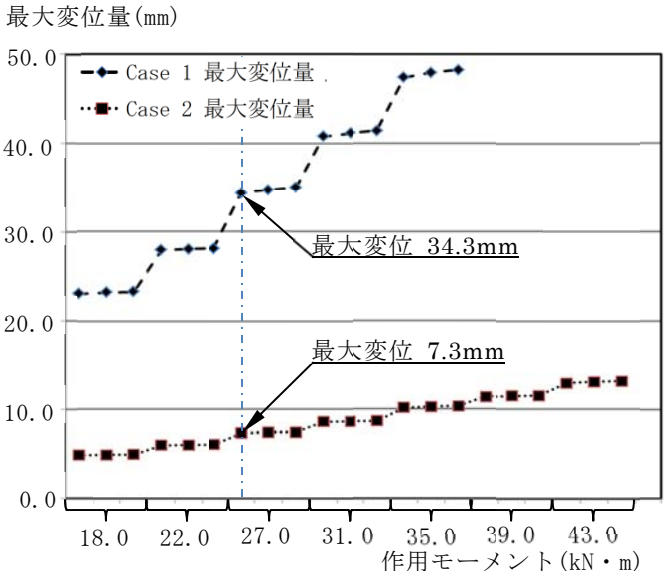


図-4　最大モーメントと最大変位の関係

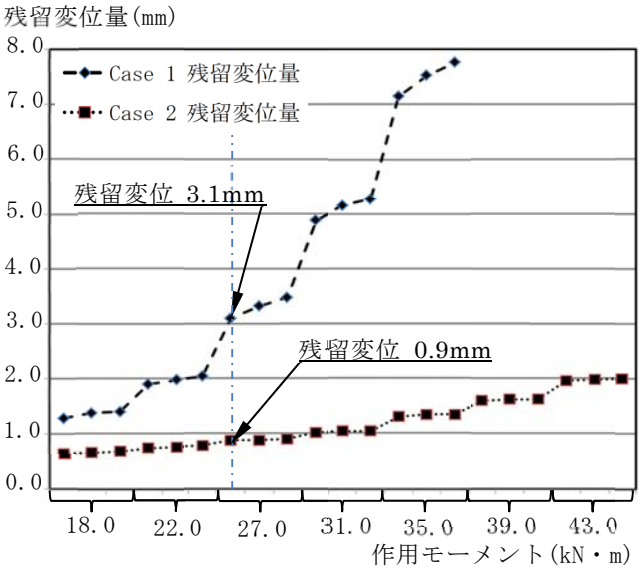


図-5　最大モーメントと残留変位の関係

第１会場

第Ⅳグループ

ST リペアコート

世紀東急工業株式会社　技術部　片山潤之介

1. はじめに

アスファルト舗装の維持修繕工事では、一般的に切削オーバーレイや薄層オーバーレイで行われているが、昨今の厳しい財政事情の中では、安価な維持修繕工法が望まれている。平成 22 年に発刊された「舗装再生便覧」には簡易な路面維持工法として路上表層再生機等を使用した路面維持工法が掲載されている。当社では、ロードヒータ車を改造した路面維持工法「ST リペアコート」を開発したので報告する。

2. 維持工法の種別

維持工法は、主に表層に起因する損傷を回復することを目的とした機能的な対策工法である。アスファルト舗装の維持工法には、切削オーバーレイ工やマイクロサーフェシング等がある。ST リペアコートはマイクロサーフェシングと同様に表面処理の範疇に属する工法である。従って、既設舗装の基層以下の損傷を回復する構造的な対策とは異なる。本工法は主に路面の機能を回復することを目的とする予防的維持として用いる工法である。

3. ST リペアコートの概要

ST リペアコートはアスファルト舗装における安価なリペーブ方式の維持工法として、舗装表面をロードヒータ車を用いて加熱し、スプリングタインで約 2ｃｍ程度掻きほぐす。掻きほぐした路面に新規のアスファルト混合物を 2ｃｍ程度敷ならし、転圧することで舗装表面の性状を改善するものである。路面を加熱し舗装表面を掻きほぐすロードヒータ車は、路上表層再生工法の路面ヒータ車を改造した。新規アスファルト混合物は既存の路面との付着をよくするためにポリマー改質アスファルトを使用した砕石マスチック（5）を主に使用する。

4. 特長

ST リペアコートの特長を以下に示す。

・現位置で施工できる
・切削しないため廃棄物が発生せず、資源を有効利用できる
・切削オーバーレイと比較して低コストで表面性状を回復できる
・ひび割れ箇所では、クラック発生遅延効果が期待できる
・再生層と新規混合物は、ホットの状態で締固めするため乳剤が不要である

5. 適用路面

ST リペアコートの適用路面は、現在のところ軽交通を対象とした N_5（旧 B 交通）程度までを想定し

ており、過度のひび割れが発生していない路面を対象としている。適用路面の条件を表 1 に示す。

表 1　適用路面条件

項目	規格
既設路面種別	ストアス密粒度
計画交通量	N5（旧 B 交通程度）以下
わだち	最大 30ｍｍ以下
ひび割れ率	40%以下

わだち掘れが大きいと路面ヒータの掻きほぐしがうまくできず、新規混合物との付着が悪くなるため、最大で 30ｍｍまでとした。また、既設舗装面のバインダは現在のところストレートアスファルトの路面のみを対象としている。密粒系舗装をポーラス系舗装に方法については現在検討中である。

6. 使用材料

使用する新規アスファルト混合物は、薄層となることから最大粒径を 5ｍｍとすることが多い。使用目的により寒冷地においては細粒度混合物を用いることもあるが、一般的には砕石マスチックの 5 ㎜を基本としている。アスファルトはポリマー改質Ⅱ型とする。使用混合物の例を表 2、配合例を表 3、粒度範囲を表 4 に示す。

表 2　ST リペアコート用混合物

目的	混合物の種別
耐リフレクションクラック	砕石マスチック混合物（5）
すべり止め	砕石マスチック混合物（5）
積雪寒冷地	細粒度アスファルト混合物（5）

表 3　ST リペアコートの配合例

種別	7 号	砕石	細砂	石粉	ポリマー改質Ⅱ型アスファルト
表層用 SMA(5)	58.0	16.0	16.0	10.0	7.1
細粒度(5)	47.5	27.3	17.2	8.0	6.7

表 4　骨材粒度範囲

ふるい目	SMA(5)	細粒度(5)
13.2mm	100	100
4.7mm	85-100	90-100
2.36mm	35-55	50-80
0.6mm	25-40	-
0.3mm	15-30	15-35
0.15mm	7-14	-
0.075mm	5-12	3-12

7.　施工

7.1　機械編成

図 1 に ST リペアコートの機械編成を示す。最初に施工範囲を路面ヒータ車で加熱する。路面温度が約 150℃となるまで加熱し、ヒータ車に付属しているスプリングタインで路面を約 2ｃｍ掻きほぐす。マンホールまわり等は人力で掻きほぐしを行う。舗設幅は 2.4～4.0ｍの範囲で施工が可能である。

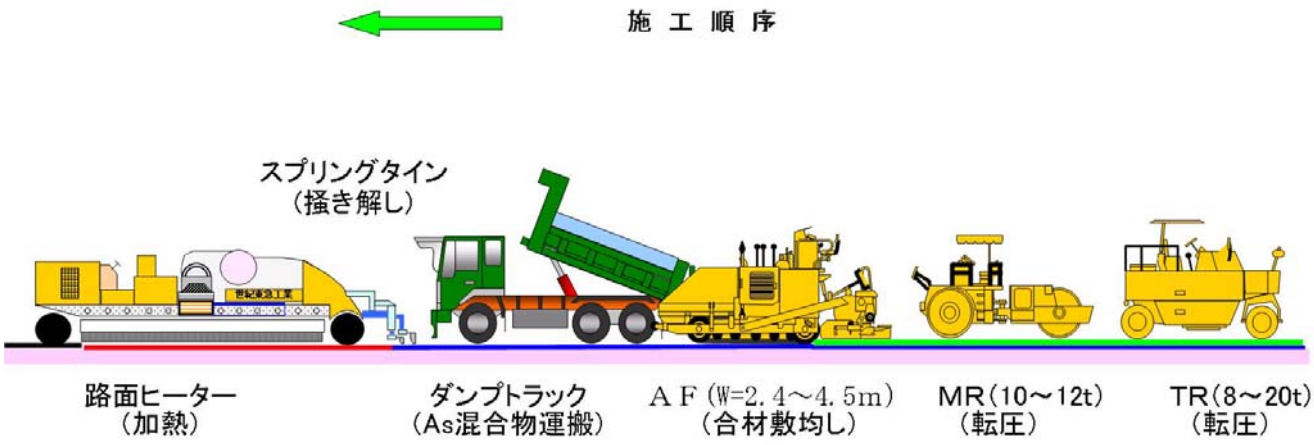


図 1　ST リペアコートの機械編成 [1)]

7.2　敷ならし

掻きほぐした面に、新規アスファルト混合物を通常のアスファルトフィニッシャを用いて舗設する。厚さは約 2ｃｍと薄層のため温度低下が著しいことから、速やかに混合物を敷ならす。ST リペアコートは維持工法の範疇であるため、厚さ管理はなく、あくまで表面処理として混合物を敷ならす。掻きほぐした下層と新規混合物の噛み合わせる境界面が十分に付着するようにする。

敷ならす混合物は薄層のため温度低下が懸念させる低温時には、混合物の運搬時の温度低減対策や舗設端部にバーナで加熱する必要がある。

7.3　転圧

掻きほぐした下層と新規アスファルト混合物を十分に一体化するために、転圧を行う。初期転圧にはマカダムローラ、二次転圧にはタイヤローラを用いる。

8.　施工事例 [2)]

ST リペアコートは、平成 25 年 8 月現在、1 万㎡以上の実績がある。表 5 に施工事例を示す。

表 5　工事事例

工事件名	鳴川 1 号線舗装修繕工事
施工場所	北海道亀田郡七飯町鳴川 1 丁目地内
施工時期	2012 年 10 月
施工面積	1,980 ㎡

本工事は、ひび割れ率 26%程度発生している路面状態であり、路面維持工事として発注された工事である。

9.　施工前後調査

前出の施工現場において、施工前後で路面調査を行った。調査項目を表 6 に示す。

表 6　調査項目

調査項目	調査方法
ひびわれ率	舗装調査・試験法便覧 S029
平たん性	舗装調査・試験法便覧 S028
わだち深さ	舗装調査・試験法便覧 S030
FWD	舗装調査・試験法便覧 S047
加速度計	別途記載

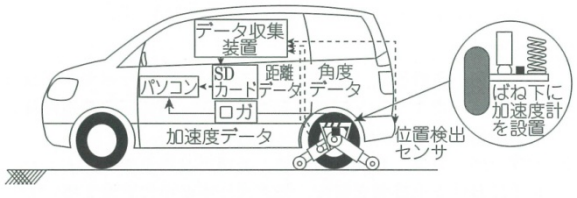


図 2　加速度計装置の概要

加速度計は、図 2 に示すように普通乗用車の後輪部のばね下にセンサを取り付け、ST リペアコート施工範囲を時速 40km/h で測定した。データは SD カードに取り込まれパソコンで解析を行った。調査結果を表 7、加速度測定結果を図 3 に示す。

表 7　調査結果

調査項目	施工前	施工直後
ひび割れ率（%）	26.0	0.0
平たん性 σ（mm）	2.74	1.68
わだち深さ（mm）	11.1	2.2
FWD（D0）（μm）	632	559
加速度計（m/s2）	3.07	2.02

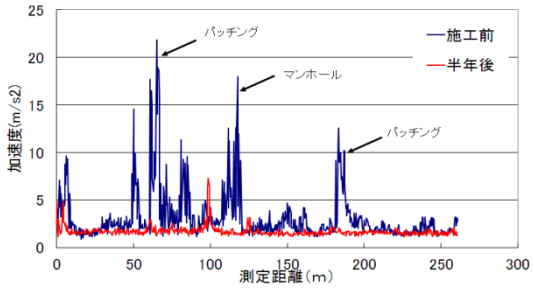


図 3　加速度測定結果

平たん性、わだち深さ、ひび割れ率などの路面性状の値は、大幅な改善が見られた。

加速度計においては、ピーク値の大幅な改善が見られ、ST リペアコートを施工することにより乗り心地の改善が確認できた。FWD 測定結果からは、D0 が 70μm の減少が見られ、施工により残存 TA が約 2cm（新規に施工分）の増加が確認できた。

10.　おわりに

各地方の道路管理者をはじめ、維持修繕にかける予算が十分にない中、より安価な修繕工法が望まれている。今回開発した ST リペアコートは簡易な維持修繕工法である。現在のところ重交通路線には適用できないが、ひび割れがあまり発生していない生活道路や交通量が比較的少ない地方道路に対しては十分に有効である。今後、追跡調査を行い、ST リペアコートの耐久性を確認していき施工実績を伸ばしていきたい。

参考文献

1）ST リペアコート技術資料

2）源藤勉ら:ひび割れの発生した路面に適用する維持工法の評価に関する検討，舗装 2013.8

一般車両を用いた路面性状評価システムの開発

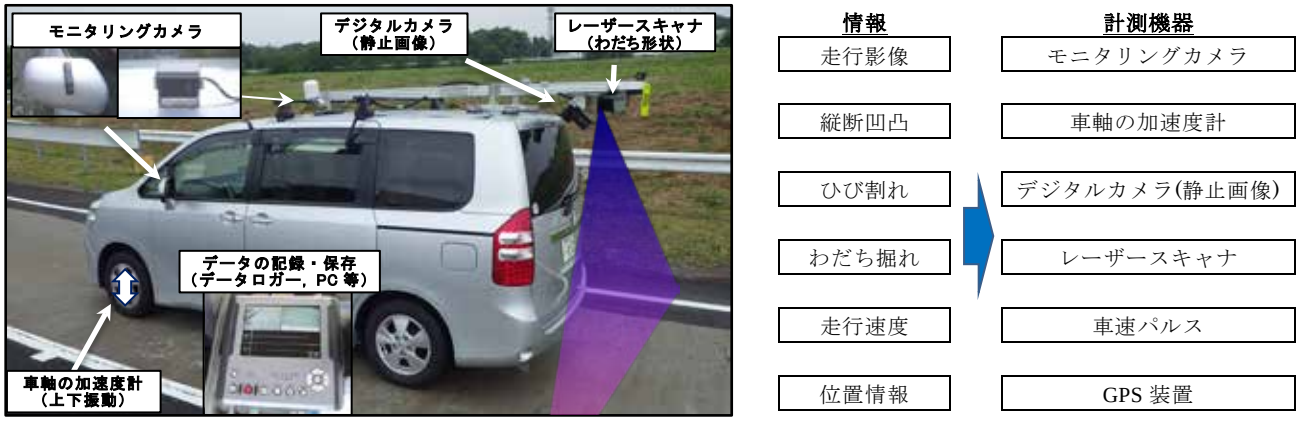
鹿島道路株式会社　生産技術本部技術研究所　第二研究室長　○岡部　俊幸
同　上　主任研究員　岩永　真和
独立行政法人土木研究所 道路技術研究グループ　主任研究員　渡邉　一弘

1　はじめに

我が国の道路施設の多くは、高度経済成長期に集中投資された社会資本であり、高齢化に伴う事故・災害への影響などを防ぐためにも維持管理・更新を適切な時期に実施する必要がある。そのため、これまでの事後的管理から予防保全的管理が必要になり、道路施設の良否や補修時期と優先順位などの情報を迅速に、かつ適切に掴むことが重要である。路面の定期管理としては、幹線道路を対象とした路面性状測定車を用いた路面性状調査が行われているが、測定車自体が高価であること、データ解析には特殊な設備が別途必要となることなど、より安価な測定評価システムが必要とされる。筆者らは既存道路舗装の健全度を評価するために、特殊車両を使用せずに一般の乗用車（以下、簡易型測定車という）で簡易に路面状況をモニタリングできる「多機能路面評価システム」を開発した。本稿ではこれまでに開発したシステム[1)]の実用化を図るための検討、新たに追加したひび割れおよびわだち掘れ計測の概要と適用例を報告する。

2　簡易型測定車の概要

簡易型測定車は、走行しながら路面のモニタリング（ビデオ撮影・静止画）、車両応答（車軸における鉛直方向の加速度）、レーザースキャナによるわだち掘れ形状の計測を行うことで、舗装路面の健全度評価のための基礎データを収集するというコンセプトで開発を行った。簡易型測定車は、一般に図－１に示すような普通乗用車に各種測定装置を搭載したものであり、ベースとなる車両の種類は必要に応じて自由に選択できるものである。



図－１　簡易型測定車における計測機器の装着例

3　簡易型測定車の現場への適用性

筆者らは簡易型測定車の車軸に取り付けた加速度と平たん性の指標であるIRI(国際ラフネス指数)

を関連付け、加速度から IRI の推定が可能であることをこれまでに確認してきた。しかし、同一車両を用いていたため、異なる車両での補正方法の検討はなされていなかった。また、簡易型測定車による路面評価のうち、ひび割れ率やわだち掘れ量の計測技術の確立までには至っていない。そこで本研究では道路施設の効率的な維持管理に向け、路面の 3 要素が評価でき、安価で簡易に路面の健全度を評価するための簡易測定車の開発を行った。

３．１　縦断凹凸における有用性の検証

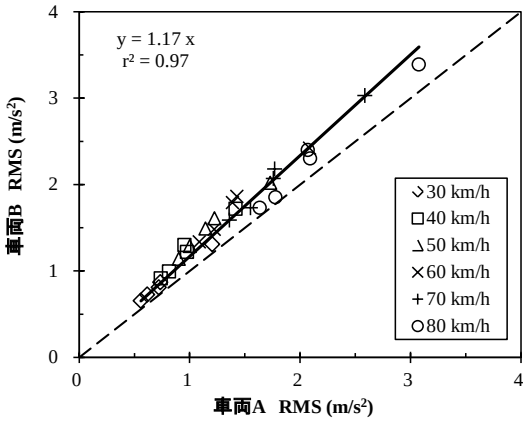
縦断凹凸システムの実用化を図るために、異なる車両を用いた際の補正方法について検討した。検討では、2 台の車両を用い、車軸の振動加速度の特性と平たん性の指標である IRI や σ_{3m} との関連性を調べた。

表－１　測定車両の概要

測定車両		車両 A	車両 B
形状		ｽﾃｰｼｮﾝﾜｺﾞﾝ	ｽﾃｰｼｮﾝﾜｺﾞﾝ
寸法	長さ	451cm	459cm
	幅	174cm	169cm
	高さ	144cm	185cm
車両総重量		1,525kg	1,975kg
排気量		1,800cc	1,980cc
タイヤサイズ		195/65R15	195/65R15

３．１．１　車両の違いによる車軸の振動加速度の確認

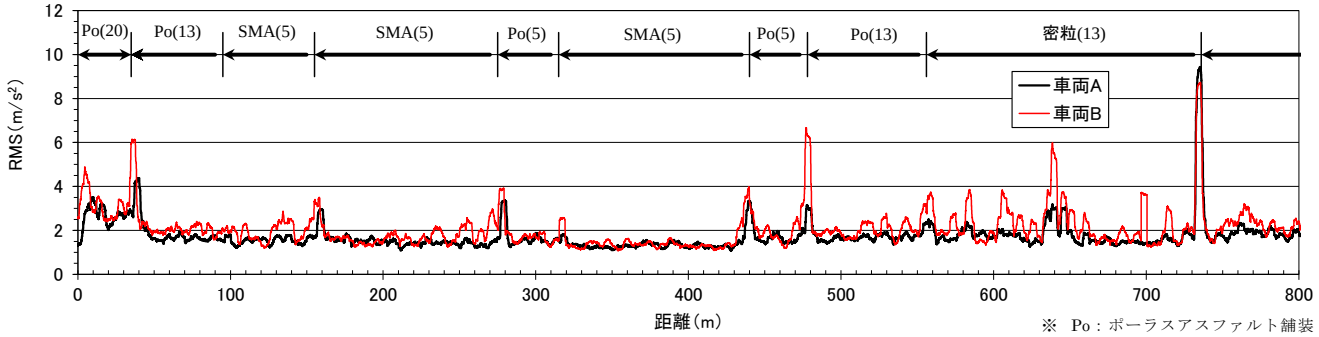
車両の違いによる車軸加速度の確認を行うために、国土交通省国土技術総合研究所構内の試験走路のうち 9 種類の路面を使用し、表－１に示す 2 種類の車両で測定および解析を実施した。なお、走行速度は 5 水準（30,40,50,60,70km/h）、定常速度で実施し、解析手法はサンプリング周期 2kHz から得られる振動加速度データを一定間隔ごとに RMS（Root Mean Square、二乗平均平方根）処理を行った。測定結果の一例を図－２に示す。



図－３　車両 A,B の RMS の比較

この図より、車両 A,B の鉛直方向の振動加速度は路面の凹凸を的確に捉えており、評価対象区間ごとに示す値の大小関係も一致している。しかし、車両 A よりも車両 B の方が全体的に大きい値を示しており、これは車種のサスペンション、タイヤの違い等に起因するものと考えられる。

車両 A,B の振動加速度の関係について、測定速度ごとに整理した結果を図－３に示す。この結果、両者の関係は寄与率 r^2 =0.97 と相関性が高く、車両 B は車両 A の 1.17 倍の値であった。この関係は走行速度に依存することなくほぼ一定であることから、車両の違いを補正できるものと考える。



※　Po：ポーラスアスファルト舗装

図－２　試験走路における車軸加速度の測定例（走行速度 70km/h）

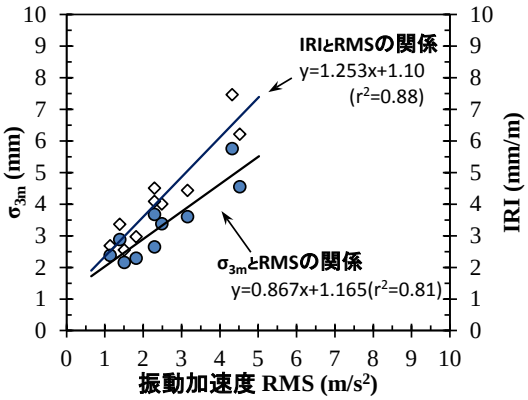
３．１．２　車軸の振動加速度と縦断凹凸の関連性

一般市道の路面状況が異なる 7 路線において、車軸の振動加速度と縦断凹凸の調査を実施した。ここで、簡易測定車には車両 A を用いて車軸の振動加速度を測定し、RMS を算出した。路面の縦断凹凸は MRP（Multi Road Profiler：㈱クマタカエンジニアリング製）で計測し IRI および σ_{3m} を算出した。調査結果を表－２に、振動加速度 RMS と縦断凹凸との関係を図－４に示す。

この結果、振動加速度 RMS と縦断凹凸 σ_{3m} および IRI の関係は、寄与率 0.8 以上と相関性が高く、RMS から縦断凹凸を評価可能であることが伺える。

表－２　調査の概要

路線	路面の特徴と状態	RMS (m/s²)	σ 3m (mm)	IRI (mm/m)
1	交差点付近ではひび割れ，段差が目立つ.	2.2	－	－
2	路面全面に亀甲状のひび割れが発生している.	2.4	3.0	4.0
3	横断ひび割れ，段差が目立つ.	1.9	－	－
4	ひび割れ部が沈下し，パッチングが多い.	4.4	5.2	6.8
5	マンホールによる段差が 2 箇所ある. ひび割れは非常に少ない.	1.7	2.2	2.8
6	ひび割れは左右両車輪の通過部で発生し，縦横断にひび割れが派生.	1.3	2.6	3.0
7	ひび割れ部が沈下し，パッチングの延長が長い．部分的に補修された箇所がある.	2.7	3.6	4.5

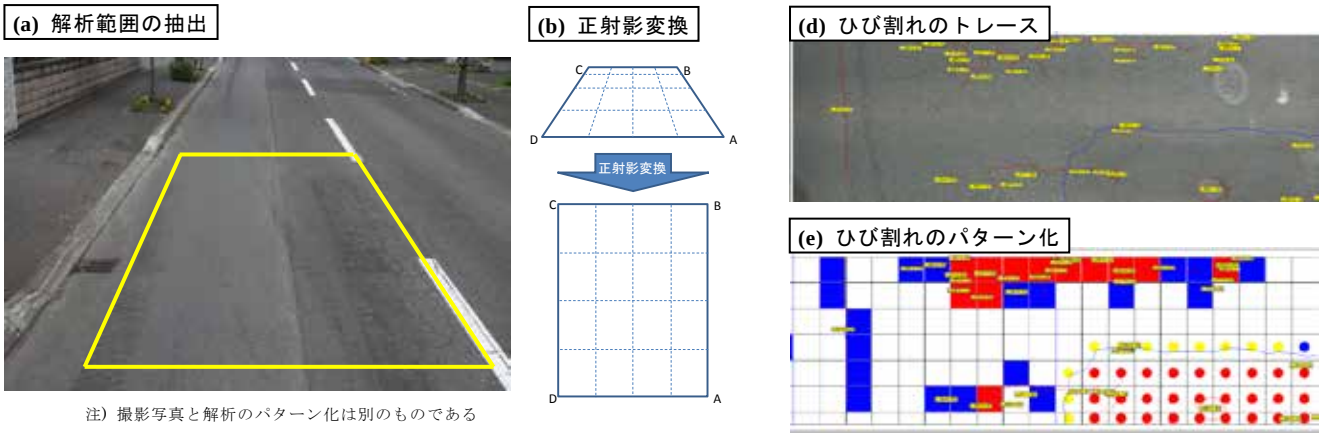


図－４　RMS と σ および IRI の関係

３．２　路面写真撮影システムによるひび割れ率の算定

簡易で迅速に路面状態を把握するために、車両のタイヤ回転数によるパルス信号を処理し、あらかじめ設定した距離間隔で自動的にカメラのシャッターが切れる装置（以下、路面写真撮影システムという）を構築した。この方法を使用することにより、路面写真からの画像解析や総点検実施要領（案）【舗装編】による判定見本でひび割れ率の算定が可能になる。

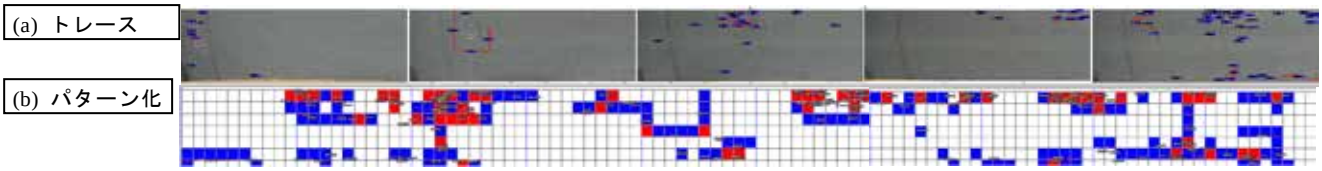
画像解析では、撮影した写真より舗装の損傷程度を把握するために、市販のひび割れ解析ソフトを利用してひび割れ率を求めてみた。算出方法の流れを図－５に示す。この方法は、撮影した一枚ごとの写真を正射影画像に変換し(b 参照)、画像上のひび割れやパッチングをマウス操作によってトレースする(c 参照)。次に、「舗装調査・試験法便覧 S029 舗装路面のひび割れ測定方法」のスケッチによる方法に準拠して 50cm 角のメッシュに分割し、メッシュ毎にひび割れをパターン化する(e 参照)。



注）撮影写真と解析のパターン化は別のものである

図－５　ひび割れ率の算出の流れ

この作業を繰り返し行うことによって路線全体のひび割れパターンが作成でき、解析を実行することによりひび割れ率が算出できる。解析した一例を図－６に示す。このように、本システムを用いることにより，現場における路面状態が把握でき、調査作業および滞留時間の大幅な簡素化および短縮化を可能にした。

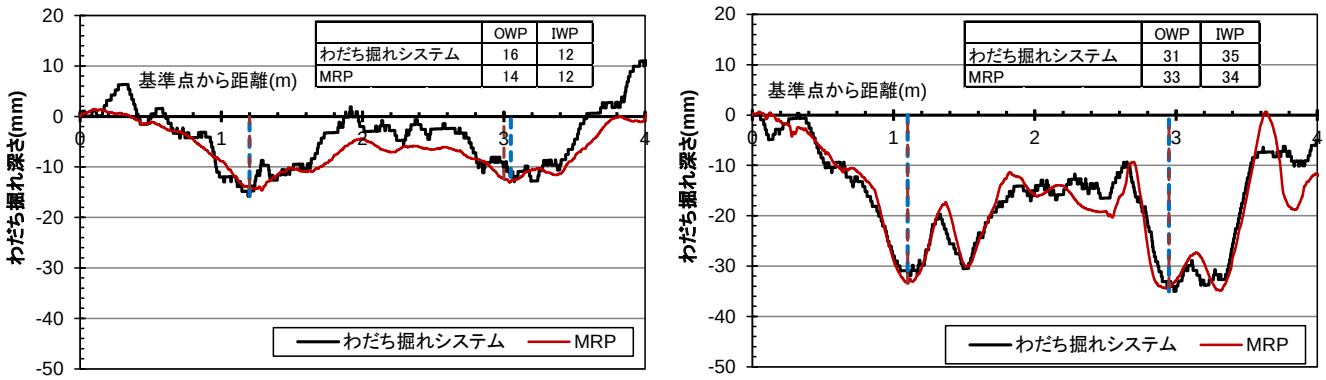


図－６　ひび割れ率のスケッチおよびパターン例

３．３　レーザースキャナによるわだち掘れの算定

開発した横断形状の計測装置は、簡易測定車に装着できるよう車両のルーフキャリアを使用し、車両後部にレーザースキャナを設置した。この装置は照射位置からレーザー光が横断方向に回転し、その距離を受光してわだち掘れ形状を計測するものである。この装置の精度を確認するために、国土技術総合研究所構内の舗装走行実験場ループ内を使用し、わだち計測を実施した。また実路のわだち掘れ形状については MRP で計測し、わだち掘れ量を算出した。算出結果の一例を図－７に示す。

この図から、レーザースキャナによるわだち掘れ形状は若干ノイズによる誤差が含まれるものの、MRP で計測した形状と良く一致しており、わだち掘れ量の計測には問題ないと考える。今後さらに現場の実測データとも比較し、精度の確認を実施してく予定としている。



図－７　わだち掘れ形状の結果

４　おわりに

今般開発した簡易型測定車は、簡便かつ迅速に路面の状態を検出でき、道路管理指標である縦断凹凸（IRI、σ_{3m}）およびひび割れ率、わだち掘れ量の測定が可能であることから、ネットワークレベルでの調査や補修区間の特定などにおいて、強力なツールになるものと考えられる。本検討は (独)土木研究所との共同研究「路面性状の効率的取得技術の開発に関する研究」の一環で実施したものであり、今後、道路の性格・役割に応じた点検方法なども検討していきたいと考えている。

【参考文献】1) 遠藤哲雄・冨澤健・金井利浩：路面のモニタリングのための加速度計等を搭載した簡易型測定車の開発、平成 22 年度　建設技術報告会、平成 22 年 9 月

ＦＲＰを活用した橋梁の長寿命化

宮地エンジニアリング株式会社　橋梁事業本部　技術本部　　河西　龍彦

１　はじめに

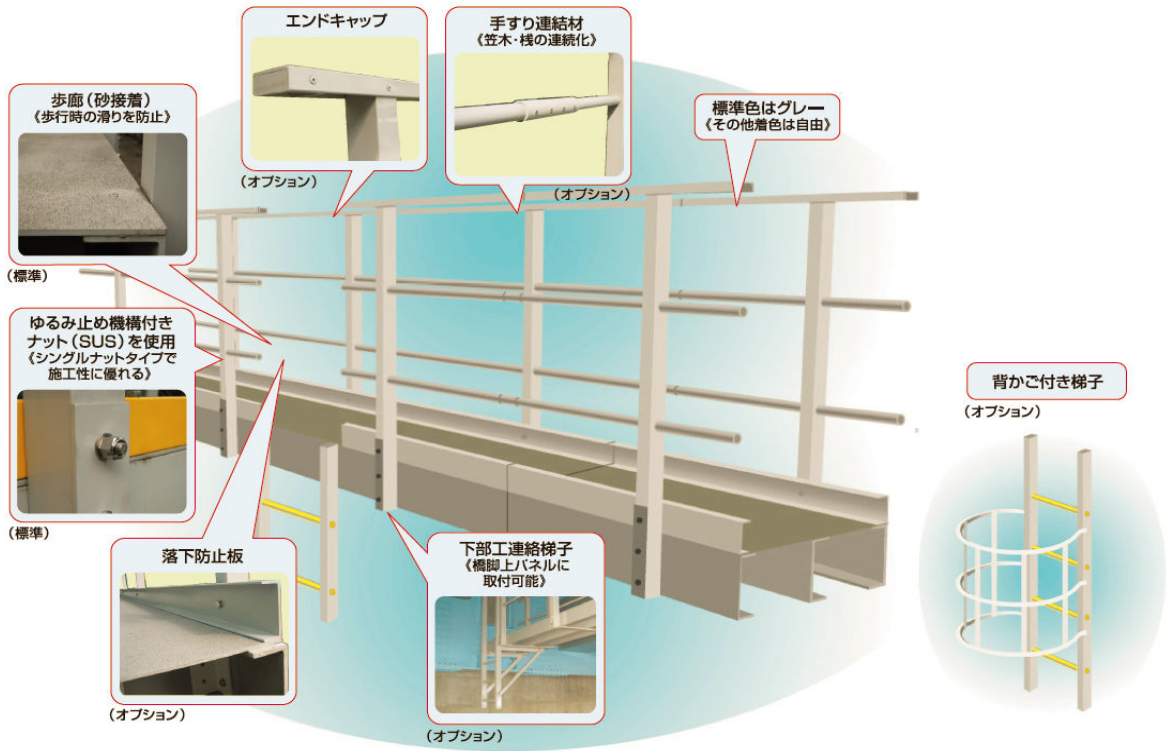
当社では、橋梁分野におけるＦＲＰ材料の適用を進めており、すでに橋梁主部材としてはＦＲＰ製合成床版などの製品化を行ってきた。ＦＲＰ材料は、その材料特性より、塩害に強く錆びないという特徴を持っている。さらに軽量で高強度であることから、製品によっては容易に人力での施工が可能となる。

最近では、橋梁の腐食・劣化、疲労損傷などが話題となり、日々の点検・調査の重要性が高まりつつある。橋梁の点検の基本は外観調査であり、目視のみではなく可能な限り近接して、必要があれば手で直接触れて調査を行う。しかし、多くの橋梁は、近接確認できる範囲は限られており、点検設備がない場合は、交通規制を行い、点検車や特殊車輌などを使用して点検を実施するため、点検設備からの点検に比べ時間や費用がかかる。また、新たに点検設備を追加する場合、重機が使用できないなど施工上の制約があり、設計上においても死荷重が増加するという課題もある。軽量で耐食性に優れるＦＲＰ製検査路等は、このような課題を解決できる橋梁付属物である。

本稿では、このような状況を踏まえ、軽量で耐食性に優れるＦＲＰ製検査路の特徴を示し、適用事例などについて述べる。また、下部工検査路において検査路を支えるブラケットについてもＦＲＰ化をはかり実施施工を行ったので、報告する。

２　ＦＲＰ製検査路（ＮＥＴＩＳ：ＣＢ－１２００３３－Ａ）の構造と特徴

ＦＲＰ材の特徴は、大きく２つある。１つは、『ＦＲＰ材は錆びない材料であるため、塩害に強く耐候性に優れている。』２つめは、『軽量である。』これらの特徴をふまえて、鋼製検査路とＦＲＰ製検査路の性能比較を行った。



図－１　ＦＲＰ製検査路概要図

２．１　比較条件

鋼製およびＦＲＰ製の検査路を比較するにあたり、以下の条件を統一した。

・検査路長：3500㎜　　・歩廊幅：680㎜　　・手摺り高さ：1100㎜（３段）

＜鋼製検査路構造緒元＞

① 床面には、3.2㎜の縞鋼板を使用。

② 手摺り支持材は、等辺山形鋼を使用、丸パイプをUボルトで取付けるタイプとする。

③ 手摺り支柱材の間隔は、「防護柵の設置基準・同解説」に準拠し、2m以下を基本として1450㎜間隔（支持材3本）とする。

＜ＦＲＰ製検査路構造緒元＞

① 歩廊部の親桁は、ＦＲＰ製溝型材を４列配置し、床面のＦＲＰ板と接着させる構造とする。

② 手摺りはＦＲＰ製角パイプに丸パイプを貫通させ、ＦＲＰ製の棒材で固定する構造とする。

③ 支持材間隔は、歩廊面からの高さを基準に強度計算を行った結果、最大で1.5m間隔となることから、余裕をみて1000㎜間隔（支持材4本）とした。



写真－１　鋼製検査路



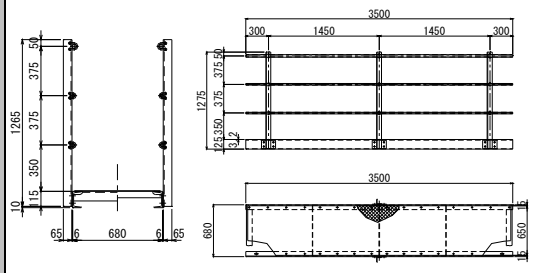
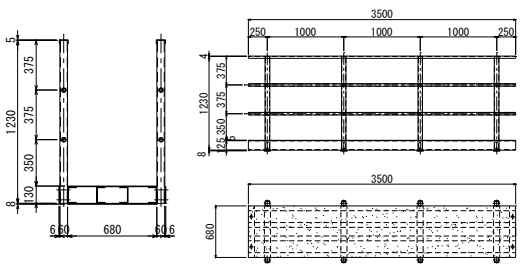
写真－２　ＦＲＰ製検査路

２．２　重量、施工性、経済性に着目した考察

重量については、鋼製検査路が約250kgであるのに対してＦＲＰ製検査路は約75kgである。ＦＲＰ製検査路は、鋼製検査路に比べて1/3～1/4であり、人力での持ち運びも可能な重量である。

既設橋梁に検査路を設置する状態を想定した場合、鋼製検査路を人力で設置するのは不可能であり、取付設備を設ける必要がある。これに対して、ＦＲＰ製検査路は軽量であることから、特別な設備を設けることなく施工が可能であり、鋼製検査路に比べて施工性に優れている。

表－１　鋼製検査路とＦＲＰ検査路の比較

	鋼製検査路（溶融亜鉛ﾒｯｷ）	FRP製検査路
構　造		
構造概要	歩廊幅は680mm、手摺り高さは歩廊面より1100mmとする。 主構造にCH材（125x65x6x8）を使用し、床面は縞鋼板を使用する。 手摺りは、アングル柱にパイプをUボルトで固定するタイプとする。 防護柵設置基準より支柱間隔は2m以下を基本とし、1450mmとした。	歩廊幅は680mm、手摺り高さは歩廊面より1100mmとする。 主構造にFRP製CH（125x65x6x6）を使用し、床面はFRP板を用い、CH材と接着して一体化する。 手摺りは、FRP製角パイプに丸パイプを貫通させ、上面はCH材を柱に被せる構造。 設計計算の結果、FRPの支柱間隔は1000mmとした。
重　量	約 250 kg （約 70 kg／m）	約 75 kg （約 20 kg／m）
施工性	人力で施工するには重い。 重機が使用できない環境での施工は困難。	軽量で施工性に優れる。 人力での施工が可能。
維持管理	防錆処理としてメッキ処理を行うことを前提する。 メッキ処理を行った場合でも、塩害環境下では、手摺りパイプの内面からの腐食、縞鋼板の腐食等が早期に生じる可能性がある。	FRP材は、耐水性、耐食性に優れており、さびることのない材料であることから維持管理が容易である。
紫外線劣化	紫外線による劣化はない。	紫外線対策として塗装を実施。 また、暴露試験の結果、紫外線による劣化は小さい。

めっきの耐用年数は環境により異なるが、一般的に腐食が厳しい環境下では10～15年、山間部など安定した環境下で90～100年と言われている。しかし、全く錆びないという訳ではなく、設置から数年で発錆するケースもある。これに対してＦＲＰ材は錆びない材料である為、コスト面での比較においては、初期建設費は若干高くなる傾向であるが、維持管理費が削減可能である為ＬＣＣにおいては、有利となる。



写真－３　歩廊が腐食して使用出来ない鋼製検査路



写真－４　鋼橋上部工に設置したＦＲＰ検査路

表－２　検査路のＬＣＣの試算

	鋼製検査路（溶融亜鉛メッキ）	ＦＲＰ製検査路
重量	0.69KN/m	0.20KN/m
維持管理	塩害環境下では、手摺りパイプの内面からの腐食、縞鋼板の腐食等が早期に生じる可能性がある	FRP材は、耐水性・耐食性に優れており、特に塩分に対しては優れた耐食性を有するため、維持管理が容易
初期建設費（当社比）	（製作・設置）0.49/m	（製作・設置）1.00/m
維持管理費（当社比）	（補修費）1.73/m	（補修費）0.05/m
ＬＣＣ（100年）	2.22/m	1.05/m

３　検査路用ＦＲＰブラケットの施工

３．１　概要

幹線道路上に位置する橋梁の下部工検査路が腐食し，耐食性に優れるFRP製検査路に取り替えた事例を報告する。鋼製検査路の腐食は，幹線道路上に散布された融雪材が車輌走行により巻き上げられ，この塩分により**写真-５**に示すような断面欠損をともなう腐食が生じたものである。FRPブラケット**写真-６**は，耐食性のみならず，軽量であることから，重機を必要とせず，現場施工性に優れると考えられる。このため，実際の取付け作業をもとに施工性について確認を行った。



写真－５　鋼製ブラケットの腐食状況

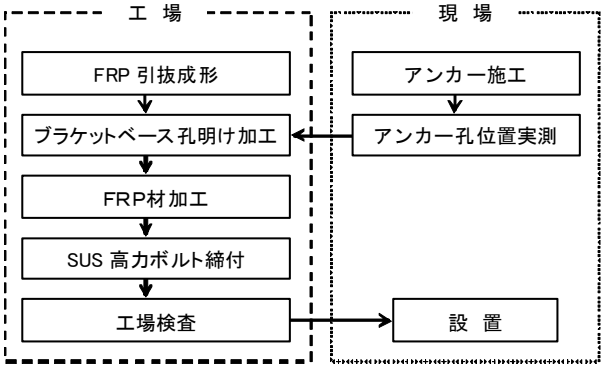


写真－６　ＦＲＰブラケット取替設置

３．２　施工手順

ＦＲＰブラケットの施工のフローチャートを**図－２**に示す．アンカーボルトの施工は，橋台の鉄筋を切断しないように鉄筋探査後に搾孔を行った．その後，アンカー孔位置を実測し，その結果をもとにベース部プレートの孔明け加工を行い，工場で高力ボルトの締付けを行った．なお，高力ボルトの軸力管理はトルクレンチで行っている．製作工程は，材料手配に日数がかかったものの，塗装やメッキの必要が無く，製作日数は10日程度と比較的短いことが確認できた．**写真－７**に製作完了状況を示す．

FRPブラケットの架設は，軽量であるものの，ベース部がSUS材であるため重量バランスが悪く，取扱にやや注意が必要であった．しかし，作業員一人で十分持てる重さであり，取付も高所作業車で容易に行うことができた．FRPブラケット設置後のFRP検査路の設置はクレーンを用いて行い，歩廊部のみを架設した後，手摺りの取付を行った．**写真－８**



図－２　施工のフローチャート


写真－７　ＦＲＰブラケット製作完了


写真－８　ＦＲＰブラケット設置完了

４　おわりに

橋梁の維持管理の重要性が指摘され、橋梁長寿命化修繕計画が策定されており、日々の橋梁点検、調査の重要性が高まっている。

平成２４年３月に改訂された道路橋示方書・同解説においても維持管理の確実性及び容易さが基本理念として盛り込まれており、日々の点検、調査の重要性はさらに増すことと考えられる。

ＦＲＰ検査路は、その特徴を生かして活用することができ、またＦＲＰブラケットと併用する事で更に検査路システムとして長く使用出来る為、従来製品が腐食などにより橋梁保全の為の点検が出来なくなる問題を解消し、橋梁の維持管理を安心・安全に実施することが可能となる。

耐久性に優れたエポキシアスファルト混合物の開発

○日本道路株式会社　技術部　岡本信人
同　　北信越支店　長谷川淳也

1. はじめに

エポキシアスファルト混合物（以下、「エポアス混合物」）は、石油アスファルトとエポキシ樹脂の複合バインダを用いた混合物である。エポアス混合物は、一般的なアスファルト混合物に比べて高い耐流動性を有すると共に、たわみ追従性・疲労抵抗性にも優れており、従来は鋼床版舗装におけるグースアスファルト混合物（以下、「グースアスコン」）の代替品として適用されてきた。一方、耐流動性・据え切り抵抗性に優れている点を活かして、近年では工場内道路等、重荷重が作用する箇所での適用事例も増えている。

本報文は、鋼床版舗装の基層用エポアス混合物「スーパーEpo グース」、および高耐久性の表・基層用エポアス混合物「スーパーEpo アスコン」について、開発の経緯・概要・施工事例等をとりまとめたものである。

2. エポアス混合物の開発

2．1　概要

前述したとおり、エポアス混合物はたわみ追従性・疲労抵抗性に優れており、鋼床版舗装の基層用混合物として開発を進めてきた。鋼床版舗装の基層には、一般的にはグースアスコンが多く用いられているが、グースアスコンには以下のような課題がある。

①グースフィニッシャ・クッカ車等、特殊な施工機械を必要とする。

②一般的なアスファルト混合物に比べて耐流動性に劣り、特に渋滞の激しい箇所等では流動わだちが発生しやすい。

これらの課題を解決できる混合物として、耐久性に優れ、一般のアスファルト混合物と同様の機械編成で施工できるエポアス混合物が注目され、1980 年代には本四橋面舗装基準(案)にも、「熱硬化性アスファルト」という名称で鋼床版舗装用の舗装材料として記載されたが、その後一般的工法とはなっていない。この理由として、以下の事項があげられる。

①可使時間が制限されるため、現場で施工した際に不具合が生じやすい。

②初期強度発現性が遅いために、ある程度の養生時間を必要とする。

③エポキシ樹脂が液状であったため、取り扱いにくい。

④コストが高い。

上記の問題点のうち、①の可使時間については 3 時間まで延ばせる樹脂を開発したが、②～④の問題は残されていた。すなわち、養生硬化後に高い混合物性能を発揮するものの、アスファルトプラント（以下、AP）や現場における「扱いにくさ」の点で適用性が劣っていたものと考えられる。

2．2　今回の主な改良点[1)2)]

前項で述べた課題を解決するために、今回の開発にあたっては以下のような改良を行った。

(1)エポキシ樹脂の固形化と混合物製造工程の簡略化

従来用いられていたエポキシ樹脂は常温で液状のものであるが、粘性が高いために扱いにくく、混合物製造時には以下の作業手順を必要とし、その煩雑さが課題の一つとなっていた。

①エポキシ樹脂の粘性を低下させ、主剤と硬化剤の混合性を高めるために、AP で加熱した砂等を用いて 60℃程度に加熱する。

②加熱したエポキシ樹脂を AP の投入口に運搬し、主剤と硬化剤をバッチ毎の所定量に計量する。

③計量した主剤・硬化剤を簡易攪拌機で混合し、ミキサ内に投入する。

エポキシ樹脂を**写真-1** に示すような外観の、固形のものへと変更したことにより、混合物製造時の投入は一般の固形改質剤や植物性繊維と同様に行えることとなり、作業性が大幅に改善された。

従来品と開発品を比較した結果を**表-1** に示す。



写真-1 エポキシ樹脂の外観
（左：主剤、右：硬化剤）

表-1 エポキシ樹脂の比較

	開発品	従来品
形状	主剤：固形（氷砂糖状） 硬化剤：半固形（ロウ状）	主剤・硬化剤共に粘性の高い液状
混合物の製造工程	予め計量された主剤・硬化剤を人力で投入（簡略化）	前処理作業（加熱→計量→混合）後に投入（煩雑）
取扱・衛生面	・直接手に触れないので安全 ・取扱や持ち運びが容易 ・可燃性固体（燃えにくい）	・直接手に触れる機会がある ・取扱に要注意 ・引火性液体（燃えやすい）
初期強度の発現	早い（舗設後、温度が50℃以下になった時点で交通開放可能）	遅い（交通開放までに養生が必要）
置換量※	20%程度	30～40%

※バインダ中に占めるエポキシ樹脂の混入率

表-2 初期強度（動的安定度）の比較

エポキシ樹脂の種別（形状）		開発品（固形）	従来品（液状）	（参考）グースアスコン
エポキシ樹脂の置換量（%）		20	30	
養生時間と動的安定度（回/mm）	3時間	6,300	131	―
	6時間	―	203	―
	3日	―	1,800	315（2日）
	7日	1万以上	1万以上	―

(2)初期強度発現性の向上と添加量の低減

従来のエポアス混合物は、初期強度の発現が遅いために、維持修繕工事等においては初期わだちの発生が懸念され、交通開放時間を考慮する必要があった。また、交通開放に必要な初期強度を確保するために添加量（バインダ中にエポキシ樹脂が占める割合）を 30～40%程度にする必要があった。

今回開発した混合物では、エポキシ樹脂を固形化することで、硬化初期において熱可塑性樹脂のような性質（冷却することで強度が発現する）が発揮され、初期強度の発現を早めることが可能となっている。

添加量については、初期強度の発現性が向上したことにより、20%程度でも施工直後の交通開放、および長期に渡る耐流動性について問題ない性能が確保できるものとなっている。

初期強度を比較した例を**表-2** に示す。

3. 鋼床版舗装への適用

3．1 混合物の配合

混合物の配合（骨材粒度）については、開発当初は①鋼床版上にある、添接ボルトや吊りピース跡等の突起部の充填性を高める、②できるだけ水密性の高い混合物とする、等を考慮して最大粒径を5mmとしていたが、ローラでの転圧時にヘアクラックが発生しやすいことが課題となっていた。ヘアクラックは構造的には問題とはならないものの、これによる水密性の低下が懸念されたため、試験施工等により突起部の充填性等について確認

した上で、現在では骨材最大粒径を 13mm としている。この配合(粒度)は、アスファルト混合物の密度が最大となるもので、下式によって求められる。この粒度はSHRP(Strategic Highway Research Program:米国における、道路に関する総合的な研究)でも適用されていることから、この配合を SHRP(13)と称している。[3)]

$P = 100 \times (d/D)^{0.45}$

ここに、P:あるふるい目の通過質量百分率(%)

d:ふるい目の呼び寸法(mm)

D:骨材最大粒径(mm)

鋼床版舗装に用いるエポアス混合物の配合を**図-1**に示す。

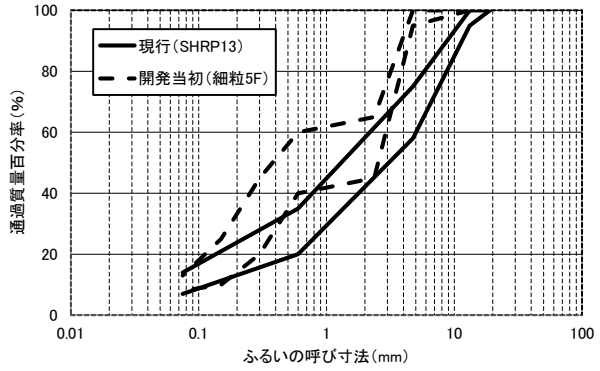


図-1 エポアス混合物の配合(鋼床版舗装用)


写真-2 敷均し・初転圧状況(鋼床版での適用)


写真-3 二次転圧状況(鋼床版での適用)

3.2 施工事例

ここでは新潟市内で施工した事例を紹介する。

○施工場所:新潟市南区(月潟橋)

○施工時期:2010 年 11・12 月

○施工面積:約 120m^2

○施工厚さ:50mm

既設橋梁の老朽化による補強工事において適用したものである。施工状況を**写真-2～3** に示す。

4. 高耐久性の表・基層用混合物としての適用[4)]

4.1 検討の背景

工場内道路やコンテナヤード等、重荷重が作用する箇所には半たわみ性舗装が多く適用されている。半たわみ性舗装はコンクリート舗装の剛性とアスファルト舗装のたわみ性を併せ持ち、高い耐久性を有しているが、以下のような課題があった。

①施工手順が、母体アスファルト混合物の舗設→セメントミルクの注入、という 2 段階となるので施工に要する期間が長くなる。

②表面に残ったセメントミルクが飛散して粉塵となるので、食品・衛生用品等を取り扱う工場・倉庫等では適用が敬遠される。

これらの課題を解決できる工法として、エポアス混合物の技術を応用することが適切と考え、高耐久性の混合物としての適用を試みた。なお、主な適用対象は表層であるが、特に厳しい荷重条件の場合は基層にも適用するケースがある。

4．2　施工事例

ここでは福島県内で施工した事例を紹介する。

(1)工事概要

工事概要は以下のとおりである。

○施工場所：福島県岩瀬郡鏡石町（工場内）

○施工時期：2011 年 12 月～2012 年 4 月（分割施工）

○施工面積：約 7,500m^2

○施工厚さ：50mm

工場の新設に伴い、トラックの進入路、およびトラックターミナル部分に適用したものである。

(2)混合物の配合

混合物の配合については、当該 AP で出荷実績のある耐流動型混合物の配合を活かし、既存配合のアスファルト量とエポキシ樹脂の添加量が 80:20 となるようにエポキシ樹脂を添加している。本工事では当該 AP で出荷実績のある、改質密粒度アスコン（最大粒径 13mm）の配合を適用した。

施工状況を**写真-4～5** に示す。



写真-4　敷均し状況（表層での適用）



写真-5　転圧状況（表層での適用）

5．おわりに

本報文で紹介したエポアス混合物は、これまでに鋼床版舗装（スーパーEpo グース）で 15 件、高耐久性舗装（スーパーEpo アスコン）で 13 件の施工実績を重ねており（2013 年 7 月現在）、良好な性状を維持している。ただし、長期供用性の評価については、今後も経過観察を行い確認する計画である。

道路建設は新設から維持修繕の時代に移行し、舗装においてもこれまで以上に長寿命化が望まれている。エポアス混合物は、長寿命舗装のメニューの一つとして、今後も適用拡大が期待される材料である。

［参考文献］

1)岡本、寺田、久保；エポキシアスファルトを用いた工期短縮型舗装の開発、「舗装」41-11、pp.20～24、2006 年 11 月

2)徳光、岡本、飯田；鋼床版舗装基層へのエポキシアスファルト混合物の適用、「舗装」45-4、pp.16～20、2010 年 4 月

3)徳光、吉儀、野田；エポキシアスファルト混合物の仕上り面を考慮した配合検討、第 29 回日本道路会議論文 No.3041、2011 年 11 月

4)岡本；耐久性に優れたエポキシアスファルト混合物、「建設機械施工」、pp.37～41、2013 年 7 月

第2会場

第Ⅰグループ

下水熱を利用したランニングコストゼロの融雪システム

株式会社興和　水工部　課長　藤野　丈志
水工部　課長　小酒　欽弥

1　はじめに

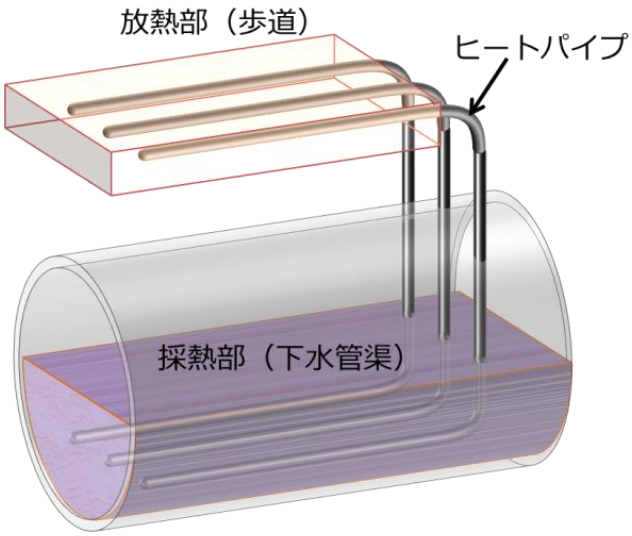
新潟市は周辺山間部に比べると降雪量が少ないものの、一度降雪があると歩道の雪が長時間残り、高齢者や子供連れなどの歩行に障害を来す場合が多く見られる。融雪施設の設置は有効ではあるが、山間部と比べると稼働時間が短くなるので、相対的に多くのコストをかけて設置・運用しなければならなくなる。そこで、新潟市では冬でも雪が良く融けている下水道の人孔蓋に着目し、熱エネルギーコストのかからない下水道の熱を直接歩道融雪に利用する方針を立て、効率よく下水熱を融雪に使えて動力費用のかからない、下水管内ヒートパイプ融雪システムを考案した。H24 年度に新潟市内で試験導入し、融雪状況の確認と温度測定による融雪能力の評価をおこなった結果、十分な融雪効果を得られることを確認できた。

2　システム概要

2.1　融雪原理

下水施設は市街地に設置されていることが多いため、できるだけ設備構成がシンプルで場所をとらず、維持管理が容易なシステムが望ましいと考えた。そこで、融雪システムのなかで最もシステム構成をシンプルにすることができるヒートパイプを用い、下水熱を簡単に効率よく使えるように、ヒートパイプを直接下水管渠に設置する下水管内ヒートパイプ方式で試験設備を設置することとした（**図－1**）。

ヒートパイプは､パイプの一方(採熱部)を加熱すると、もう一方（放熱部）も同じ温度になるまで熱を伝える特性のあるパイプである。採熱部を下水管内水に入れ、放熱部を歩道の舗装内部に埋め込むと、降雪時や気温低下時に舗装温度が下水温度より低下すると、自動的に下水熱がヒートパイプによって歩道に伝えられ、融雪や凍結防止が行われる。融雪の熱エネルギーも熱を伝える動力も、下水熱により賄われ、運転制御も下水温度と舗装温度の差によって行われるので、ランニングフリーで制御設備が不要なシステムとなっている。



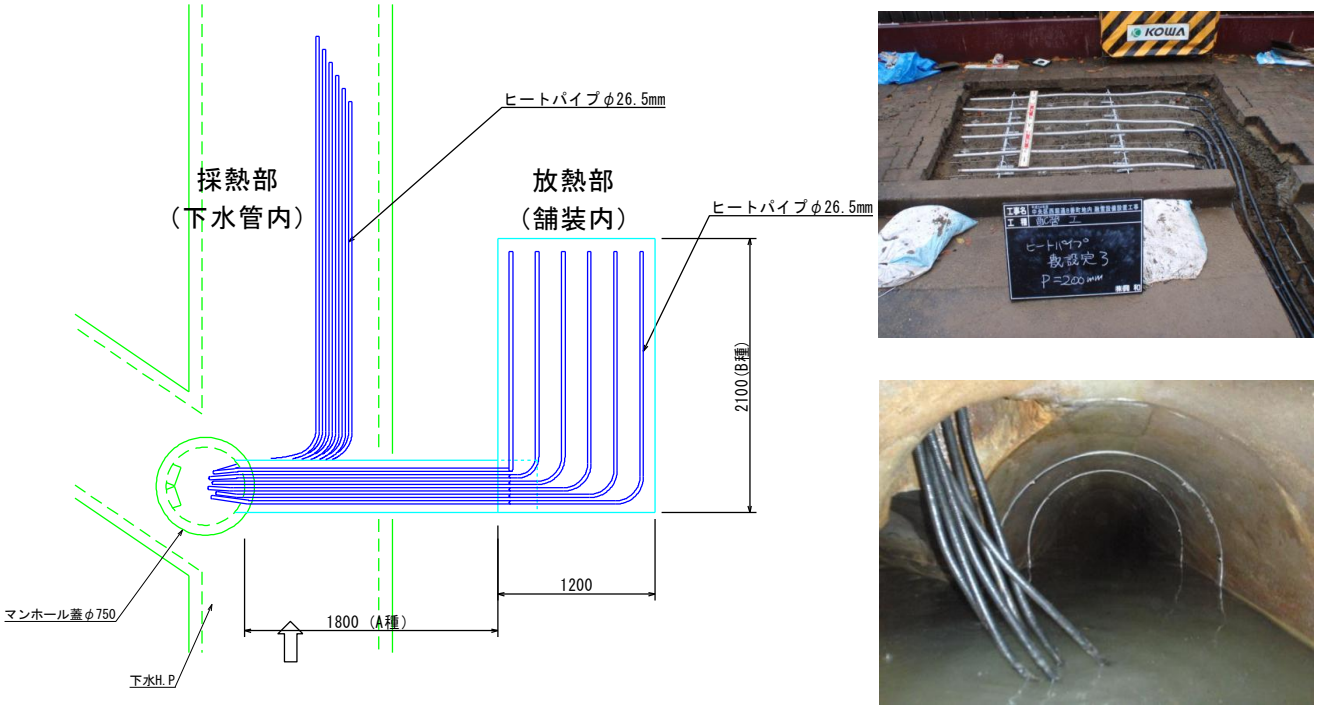
図－1　下水管内ヒートパイプ方式のシステム概要

2.2　計画融雪能力

本方式は、ヒートパイプの採熱部及び放熱部で熱が伝わりやすい状況であるほど、より多くの下水熱を融雪に用いることができるシステムである。下水温度や下水管内の流速だけでなく、放熱部に用いた部材の熱伝導率や舗装の厚さなどによって、融雪能力が大きく変わることとなる。計画段階においては 100 W/m² 程度（約 1 cm/h 程度の降雪を融かせる能力）を得られるよう、舗装種、舗装構成及び採熱部の長さを想定した。この熱量は、融雪に関する専門図書 [1)] で試算される、新潟市における設計熱量（124W/m²）の約 80%程度である。

2.3　設置箇所概要

試験導入システムは利用者への利便性や施工性を考慮し、新潟県新潟市中央区西堀通にある市内観光循環バスの停留所に設置した。試験施設設置図および施工状況を図-2 に示す。ヒートパイプ 6 本の採熱部は延長 3 m とし、バンドを使い下水管底部に固定した。放熱部は長さ 2.1 m、幅 1.2 m の 2.5 m² とした。舗装は、ヒートパイプをコンクリートで保護したのち、インターロッキングにより施工した。採熱部から放熱部へヒートパイプを通す方法として、なるべく低コストで工事期間を短くできるように、マンホールを利用した。



図－2　試験施設設置状況（左：配置図、右上：放熱部、右下：採熱部）

3　導入結果

3.1　融雪状況

平成 24 年 12 月から平成 25 年 3 月の間、融雪状況を写真撮影とサーモグラフによる路面温度測定により観測した。平成 25 年 1 月 18 日の融雪状況と路面温度状況を写真-1 に示す。早朝の降雪と観測

時の弱い降雪により舗装上には数 cm の積雪を生じているが、融雪箇所は無積雪となっていた。路面温度は＋0.8～2.0℃となっており、融雪に十分な温度となっていた。同日の下水温度、路層温度（インターロッキング裏面）等の測定結果と放熱量の推定結果を図-3 に示す。下水温度は 9℃～12℃で変化し、舗装温度は 1℃～6℃で変化していた。放熱量は、採熱部構造と放熱部構造から熱伝達式を立て、そこに測定した下水温度と舗装温度を入れ込み、融雪状況を説明できるように推定をおこなった。その結果、観測期間中の降雪時の推定放熱量は約 40～100W/m² 程度と求められた。写真-1 に示す融雪状況観察時（16：10）の放熱量は 70 W/m² であった。

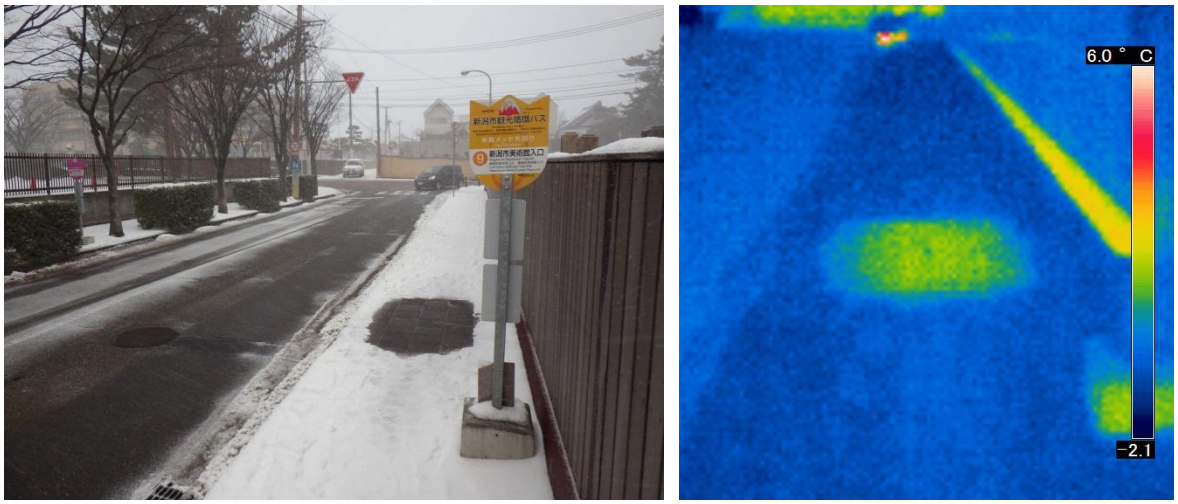
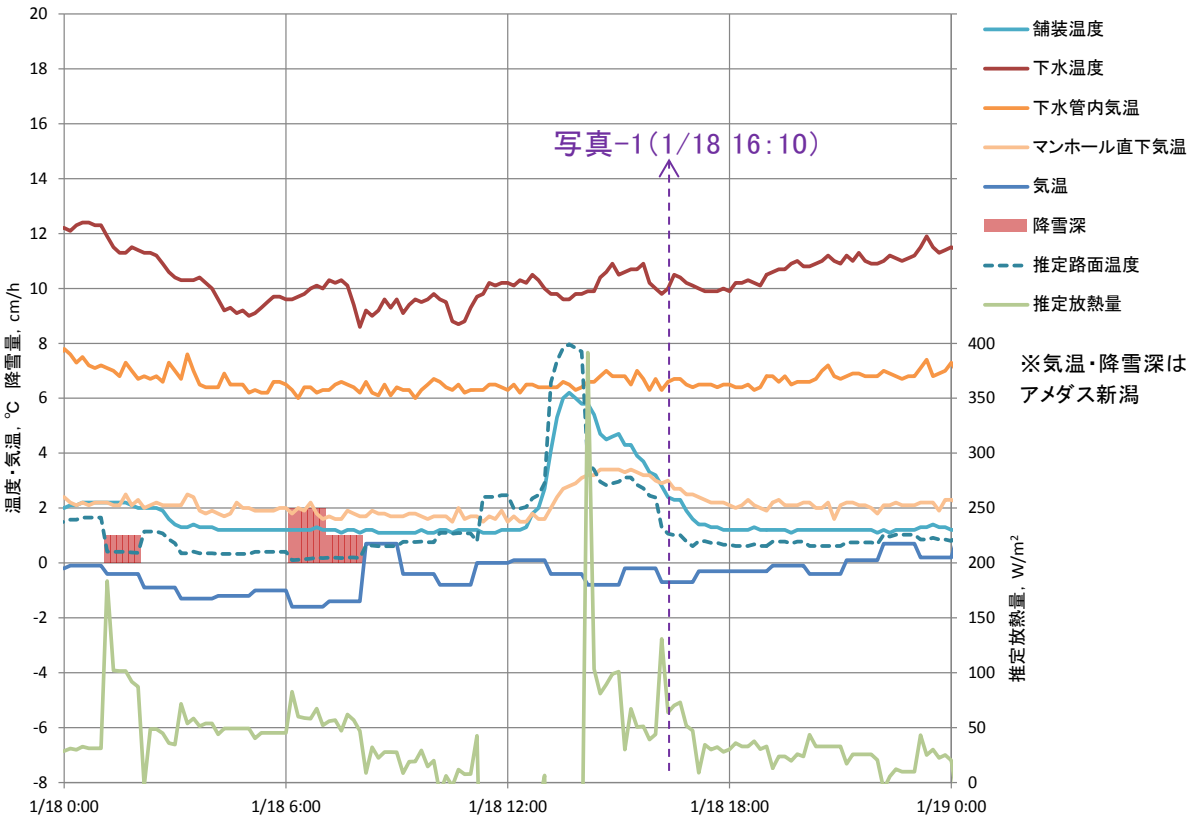


写真-1 融雪状況と路面温度状況（H25.1.18 16：10）



図－３　計測温度と推定放熱量（H24/1/18～1/19）

3.2　管渠内の経過状況

今回は試験施工であったため、融雪用で一般的に用いられる強度の高いパイプを用いた。結果、管渠内の狭い空間で複雑な配管をする際に、パイプそのものの強度が強すぎるために思うようにパイプを内壁に定着させることができない状況であった。供用開始から約 3 ヶ月後に管渠内の経過状況を目視にて確認した結果、ヒートパイプに腐食等は確認されなかったが、夾雑物（主として枝葉）がヒートパイプに付着している状況が確認された。



写真-2　夾雑物の付着状況

4　考察・課題

4.1　融雪能力

設計当初は降雪時の融雪能力として 100 W/m² 程度を期待したが、一冬期の測定の結果、平均 70 W/m² 程度と推定された。融雪能力が低くなった原因として、設計計算で見込んでいた下水管内流速が、実際には想定よりも遅かったことと、ヒートパイプ採熱部への付着物によって、熱の伝達が阻害されたことが考えられる。今後の普及にあたっては、試験導入箇所を増やし、流速や水深及び採熱有効長などを明らかにし、融雪能力の設計精度を上げる必要がある。

4.2　施工に関する課題

融雪用ヒートパイプは曲げ強度が強く、下水管内壁に密着させる施工がかなり困難であった。そのため、管内流を阻害し付着物を発生させてしまった。ヒートパイプそのものの改良と、採熱部施工方法の工夫し、流下能力を阻害せずに十分な採熱が可能となる構造を確立していく必要がある。

5　おわりに

本報告では、ランニングコストゼロで下水熱を融雪に使うため、下水管内から直接採熱する方法を採用して試験導入を行った。融雪効果は十分にあることは確認されたが、普及にあたってはシステムの改良と設計手法の整理が必要である。運用コストがかからないことは、下水熱の融雪利用にとって大きなアドバンテージであるので、試験導入で明らかになった課題を解決し、雪国の市街地における下水熱利用に積極的に取り組んでいきたい。

謝辞

ここで報告した試験は、新潟市下水道部下水道管理センター様のご発注により実施したものです。本発表にあたり、調査データの公開や発表について快く承諾を頂きました。ここに感謝申し上げます。

参考文献

1）路面消・融雪施設等設計要領編集委員会（2008）:「路面消・融雪施設等設計要領」

粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装

大林道路株式会社　技術研究所　材料研究室研究員　○北野原　朋宏
同　上　材料研究室主任研究員　東　本　崇
同　上　材料研究室室長　鈴　木　徹

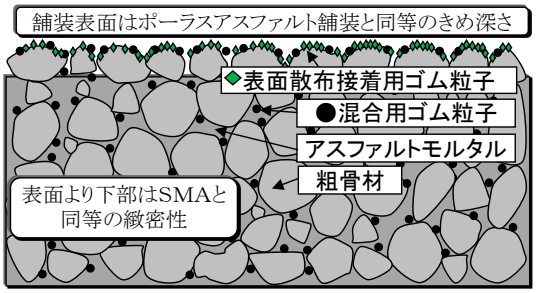
1　はじめに

排水機能を有するポーラスアスファルト舗装はハイドロプレーニング現象の抑制や雨天時の視認性の向上、路面騒音の低減により、走行安全性や周辺環境の改善に効果がある。一方、積雪寒冷地におけるポーラスアスファルト舗装は、タイヤチェーンや除雪作業による骨材飛散や飛散物による空隙詰まりなどの課題がある。この課題を解消するものとして、砕石マスチックアスファルト舗装（粗面型）[1)]（以下、粗面ＳＭＡ）が開発されている。筆者らは、粗面ＳＭＡにゴム粒子を混入させるとともに舗装表面にもゴム粒子を散布接着させ凍結抑制機能を付与したものとして「粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装」を開発し、小規模試験施工による施工性および仕上がり状態の評価ならびに擬似的に作製した雪氷路面による凍結抑制性能の検証を実施し、その有用性を確認してきた[2)]。

本報文では、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の概要ならびに凍結抑制性能の検証結果を述べるとともに、実道における適用事例を報告するものである。

2　粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の概要

粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装は、図－1、写真－1に示すように、粗面ＳＭＡにゴム粒子を混合し、表面にもゴム粒子を散布接着させたものである。表面付近のテクスチャはポーラスアスファルト舗装と同程度であり、舗装下部はＳＭＡと同様に骨材間隙がアスファルトモルタルで充てんされ、密実な構造を有する舗装である。



図－1　概念図

粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の室内試験性状例を表－1に示し、特長を以下に記す。

① 凍結抑制効果：舗装内部および表面に配置されたゴム粒子が、交通荷重を受けてたわむことにより、雪氷が破砕され路面の露出が促進される。

② 走行安全性：降雨時には、舗装表面のきめ深さにより水膜の発生を防止することで、視認性の向上やハイドロプレーニング現象抑制の効果が得られ、走行安全性を確保する。

③ 耐久性の向上：粗面ＳＭＡと同様な効果（骨材飛散抵抗性、耐流動性、耐水性の向上）が得られる。



写真－1　断面および表面

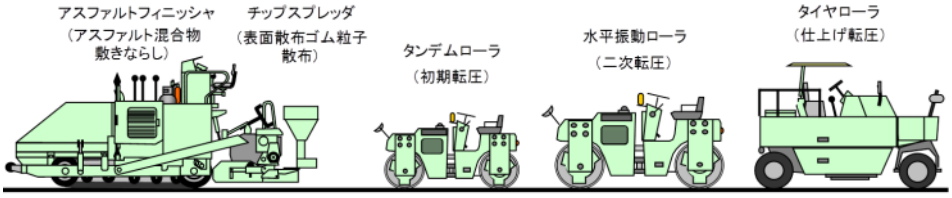
④ 騒音低減効果：舗装表面のきめ深さおよびゴム粒子により、タイヤ／路面騒音が低減される。

⑤ 副次効果：舗装表面の凹部に凍結防止剤が滞留することにより、残留効果が高まる。

⑥ 施工性：混合物製造時にゴム粒子を混入すること、施工時に表面ゴム粒子を散布すること以外は通常のアスファルト舗装と同様に、1 工程で舗設することができる。（図－2）

表－1　室内試験性状例

試験項目			室内試験値	社内目標値
マーシャル性状	空隙率	(%)	4.3	3.0～7.0
	飽和度	(%)	66.7	65.0～85.0
	安定度	(kN)	6.9	5.0以上
	フロー値	(1/100cm)	47	20～50
	残留安定度	(%)	95.0	75以上
動的安定度		(回/mm)	6300	3000以上
カンタブロ損失率(-20℃)		(%)	8.8	20以下
きめ深さ(MPD)		(mm)	1.7	1.2以上
透水係数		(cm/sec)	不透水	1×10^{-7}以下
すり減り量		(cm^2)	0.55	0.7以下



図－2　機械編成例

3　凍結抑制性能の検証

3．1　氷板ホイールトラッキング試験 [3)]

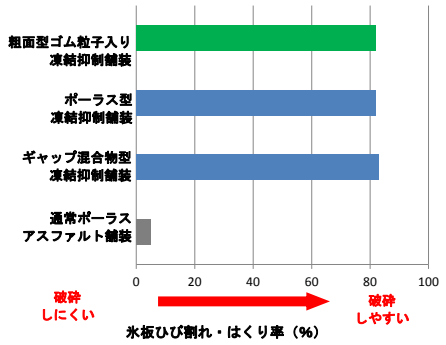
氷板ホイールトラッキング試験（以下、氷板ＷＴ試験）は、ＷＴ試験用供試体の表面に氷板（縦 260×横 150×厚 1.5mm）を作製し、－5℃の恒温室内で荷重走行試験を行うことで、氷板の破砕・はくりの評価を行うものである。試験条件を表－2 に示す。

試験は粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装ならびに既往のゴム粒子入り凍結抑制舗装であるポーラス混合物型 [4)] およびギャップ混合物型 [4)] について実施し、比較用として通常のポーラスアスファルト舗装についても実施した。試験結果を図－3 に示す。

比較用の通常ポーラスアスファルト舗装の氷板ひび割れ・はくり率が 10%未満であるのに対し、ゴム粒子入り凍結抑制舗装はいずれも 80%以上である。粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装は、既往の工法と同等の凍結抑制性能をもつといえる。

表－2　氷板ＷＴ試験条件

項目	設定値
氷：水（質量比）	1：0.65
氷板の厚さ	1.5mm
氷板転圧荷重	136N
氷板転圧回数	10往復
氷板養生温度	－5℃
氷板養生時間	30分
試験温度	－5℃
試験輪の種類	ソリッドタイヤ
試験輪走行荷重	686N
試験輪走行時間	10分



図－3　氷板ＷＴ試験結果

3．2　氷板ラベリング試験

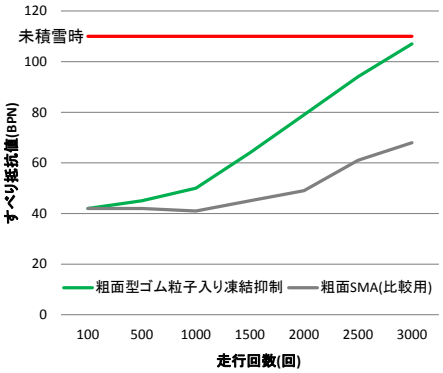
回転ラベリング試験機を使用して供試体上に作製した擬似積雪の上にタイヤを走行させ、走行回数ごとのすべり抵抗値（ＢＰＮ）を測定することにより凍結抑制性能を検証することとした。試験条件を表－3 に示す。擬似積雪は削氷機で作った砕氷を、1.18mm ふるいを使って母体供試体上にふりかけて作製した。試験は擬似積雪を作製後 30 分間養生したのち、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装と比較用の粗面ＳＭＡについて実施した。試

表－3　氷板ラベリング試験条件

項目	設定値
模擬積雪の厚さ	11.5mm
模擬積雪養生温度	－5℃
模擬積雪養生時間	30分
試験温度	－5℃
試験輪の種類	トラックタイヤ
試験輪空気圧	320±10kPa
試験輪荷重	2.0kN
走行速度	5km/h
走行回数	3000回

験結果を図－4 に示す。

粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装は走行試験開始直後からＢＰＮが上昇し、走行 3000 回で未積雪時と同等の値となった。一方､比較用の粗面ＳＭＡは走行 2000 回からＢＰＮが上昇し始めたが、3000 回においても未積雪時の値まで回復するには至らなかった。このことから、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装は積雪状態においても凍結抑制性能を発揮するといえる。



図－4　氷板ラベリング試験結果

4　施工事例

4．1　北海道函館市道の事例

平成24年6月に函館市道の交差点部において本施工を行った。当該施工現場は横断歩道を含む交差点部であり、凍結抑制性能を付与するとともに既設舗装による騒音を低減させる目的で、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装が採用された。なお、施工は小規模であったため表面散布接着用ゴム粒子については図－2 に示したチップスプレッダは使用せず、人力にて散布した。

施工完了後の路面を写真－2 に示す。施工後の舗装表面は適度なきめ深さを有しており、ＣＴメータによるきめ深さ（ＭＰＤ）は 1.4mm であり目標とした仕上がりとなった。また、施工後 1 年経過時点での路面を写真－3 に示す。舗装表面のきめ深さが維持されており、また、施工直後と比較するとゴム粒子が露出・突出していることがわかる。



写真－2　施工直後の舗装表面



写真－3　一年後の舗装表面

昨冬は例年にない大雪の影響で、路面が厚い圧雪状態となり凍結抑制効果の検証ができなかったが、今後は凍結抑制効果の検証を含めた追跡調査を実施していく予定である。

4．2　富山県国道 8 号の事例

平成 25 年 8 月には富山県内の国道 8 号において､国土交通省北陸地方整備局発注の舗装修繕工事における凍結抑制舗装工の一部区間（Ｌ＝245m、Ｗ＝3.6m）で本工法を施工した。

本工事で使用した粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の配合試験結果を表－4 に示す。この工事は性能規定対象工事であり、凍結抑制舗装について塑性変形輪数 3000 回／mm 以上、氷着引張強度 0.5MPa 以下と規定されており、また、凍結抑制舗装工の一般部は骨材飛散抵抗性や耐摩耗性に優れたギャップ混合物型凍結抑制舗装であることから、本工法については舗装表面のテ

表－4　配合試験結果

		試験結果	目標値
動的安定度 (回/mm)		10500	3000以上
すり減り量 (cm^2)		0.20	0.7以下
ｶﾝﾀﾌﾞﾛ損失率 (-20℃) (%)		4.8	20以下
透水係数 (cm/sec)		不透水	1×10^{-7}以下
きめ深さ（MPD） (mm)		1.3	1.2以上
塑性変形輪数 (回/mm)	締固め度100%	17,940	3000以上
	締固め度97%	11,370	
氷着引張強度 (MPa)		0.2	0.5以下

クスチャを確保しつつ、これらの性能を満足する配合を設定することとした。

施工は図－2 で示した機械編成で行った。施工状況を写真－4～8 に示す。表面散布接着用ゴム粒子は、アスファルトフィニッシャにて混合物の敷きならし後、フィニッシャ後部に取り付けたチップスプレッダにて散布した。締固めは、初期転圧にタンデムローラ（4t 級)、二次転圧に水平振動ローラ（8t 級)、仕上転圧にタイヤローラ（8～12t 級）を使用した。

施工完了後の舗装表面の仕上がりを写真－9 に示す。路面のきめ深さ（ＭＰＤ)は 1.3㎜ であり配合時と同等の値となった。また、表面ゴムの状態も良好であり、目標とした仕上がりとなった。



写真－4　敷きならし状況



写真－5　表面ゴム散布状況



写真－6　初期転圧状況



写真－7　二次転圧状況



写真－8　仕上転圧状況



写真－9　表面仕上がり状況

施工後に路面の縦断および横断形状、舗装面のきめ深さ、すべり抵抗性等の測定を行っており、凍結抑制性能を含め、随時追跡調査を行う予定である。

5　おわりに

粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装は、重視される性能（走行安全性、骨材飛散抵抗性など）に応じた配合が可能である。この特長を生かし、積雪寒冷地の重交通路線への採用拡大が期待される。

【参考文献】

1)　（社）日本道路協会：環境に配慮した舗装技術に関するガイドブック、2009

2)　北野原、澤田、鈴木：粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の開発、第 12 回北陸道路会議報文集、2012

3)　鈴木、東本、稲葉、岡田、吉田、徳橋：排水性舗装における凍結抑制技術の向上と凍結抑制性能評価方法に関する検討、第 17 回舗装技術に関する懸賞論文、（社）日本道路建設業協会 HP、2012

4)　鈴木、東本：ゴム粒子を使った凍結抑制舗装、土木技術、VOL.63, No.3、pp.20～25、2008.03

寒冷地でのＦＦＰ追跡調査結果について

（株）ガイアートＴ・Ｋ　技術研究所　○藤本大生
同　齊藤一之
同　堀江貴之

1　はじめに

FFP とは,H23 年 9 月に弊社が開発した多機能型排水性舗装（フル・ファンクション・ペーブ（図-1 参照）[1)2)]）のことである.



図-1　多機能型排水性舗装の概念

FFP は H25 年 4 月までの施工実績は，白糸ハイランドウェイでの施工を皮切りに全国 16 か所，約 26600m^2 の施工実績をあげており，北陸地方では平成 25 年 3 月に石川県加賀市の国道 8 号線の施工例がある.

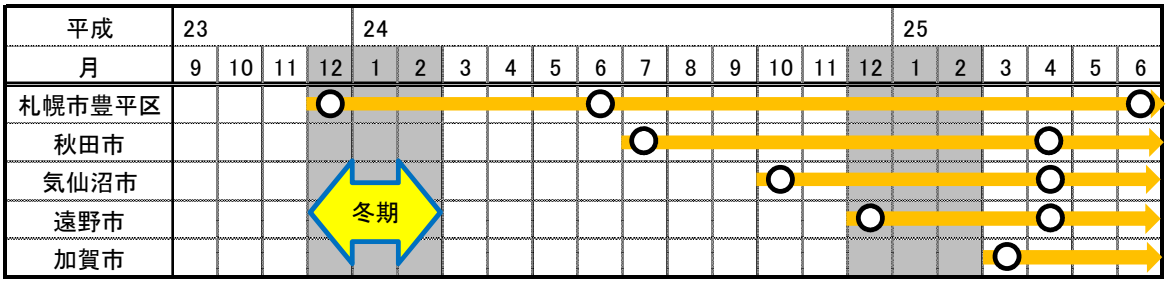
16 件の中には，冬期間を 1 シーズン経過し，かつ 6 ヶ月以上供用されている箇所も出て来ており，特に北海道・東北地方・北陸地方の積雪寒冷地域では，凍結抑制機能に着目して追跡調査を行ってきている（表-1,2 参照）.

本報文は，この 5 か所についてこれまで行ってきた舗装の性状と機能に関する追跡調査の評価，加賀市では,雨天時の路面の視認性の評価について報告するものである.

表-1 積雪寒冷地域の FFP 施工実績表

施工年月	施　主	発注者	施 工 場 所	工事件名	施工面積（m^2）	施工厚さ（mm）
H23.12	札幌市	札幌市	札幌市豊平区	豊平地区市道舗装工事	284	50
H24.7	秋田県秋田地域振興局	秋田瀝青建設(株)	秋田県秋田市雄和新波	県単道路補修工事（橋梁補修）23-G854-40	307	50
H24.10	宮城県気仙沼土木事務所	宮城県気仙沼土木事務所	宮城県気仙沼市本吉町	津谷松岡舗装補修工事	2860	50
H24.12	岩手河川国道事務所	岩手河川国道事務所	岩手県遠野市宮守町	平成23年度落合道路改良舗装工事	5460	50
H25.3	金沢河川国道事務所	石川建設工業(株)	石川県加賀市	金沢国道維持工事	500	50

表-2 各現場における追跡調査の時系列表



※1　○印は路面性状調査（施工直後・追跡調査）を行ったことを示す。

2　試験項目及び試験方法

FFP 路面に対して実施した品質管理試験項目，及び試験方法を表-3 に示す．ここで社内基準値とは，施工直後の舗装性能を保証するために設定した目標値のことである．

表-3 品質管理試験項目及び試験方法

項目	試験方法	社内基準値
CTメータによる路面の粗さ測定	舗装調査・試験法便覧 S022-3T	MPD=1.2mm以上
現場透水試験	舗装調査・試験法便覧 S025	800ml/15s以上
すべり抵抗測定（BPN）	舗装調査・試験法便覧 S021-3	BPN_{20} 60以上
すべり抵抗測定（DFテスタ）	舗装調査・試験法便覧 S021-2	μ =0.25以上

3　路面性状と追跡調査データの推移

各現場の追跡調査データと供用日数との関係を図-2～5 に示す（ただし，加賀では施工直後の調査しか行っていないため，経過 0 日のみのプロットに留まっている）．

図-2，4，5 より，路面のキメ深さやすべり抵抗（BPN・DFT（μ 60））は，いずれの現場においてもほぼ同程度の性状を示しており，経時変化もほぼ似通った傾向である．特に，一冬以上供用しているにもかかわらず施工直後との差はほとんど無く，路面のマクロテクスチャが近似していることから，FF ファルトの骨材把握力の効果が大きいことがうかがえる．これらの結果より，骨材の産地や種類等が違っていても，路面のテクスチャ変化が安定していることから，FFP は積雪寒冷地域にも十分に使用できると考えられる．

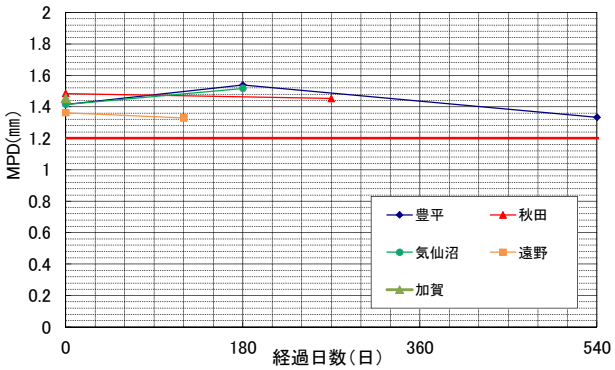


図-2 路面のキメ深さの推移

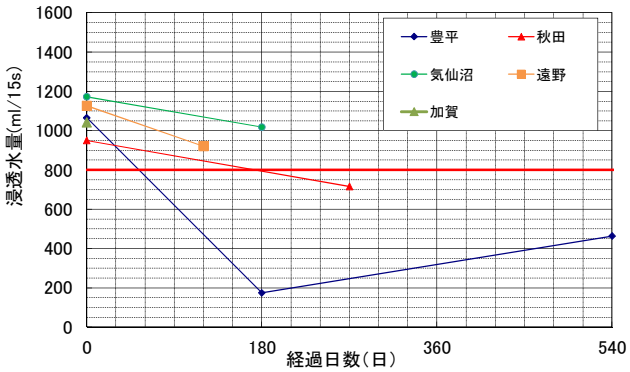


図-3 現場透水量の推移

図-3 より，現場透水量は豊平の施工後 6 ヶ月のデータに大きな減少が見られるのが特長的である．しかし，現地は急勾配（9%程度）であることに加えて，降雪期には雪を満載した大型の除排雪車両の走行があるので，この事が大きく影響しているものと思われる．特に，舗装の機能回復を行ったが，大きく回復させることはできなかったのは，路面管理のために散布された砂撒きの影響が大きく現れた結果と思われる．その他の現場については，施工直後に比べて減少する傾向を示していることが分かった．

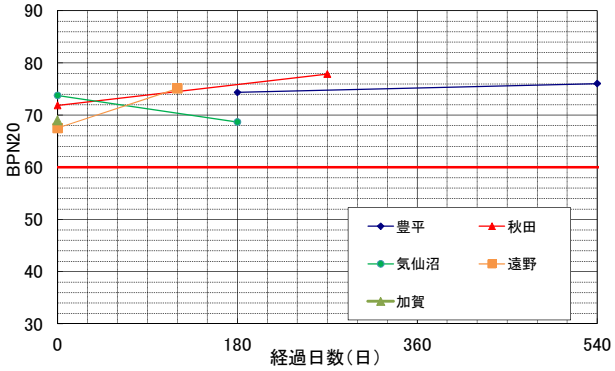


図-4 すべり抵抗値（BPN）の推移

また，図-5 より動摩擦係数（μ 60）が施工直後に比べて増加しているが，この要因としては，骨材に被膜されていたアスファルト被膜が車両通行によりフレッティング作用を受けて，粗骨材が露出してきた影響が大きいと考えられる．

供用路面の状況として，除雪時にブレード等による路面損傷が発生しているが，骨材飛散は見られないので（写真-1 参照），FF ファルトの粘り強さが再確認された．

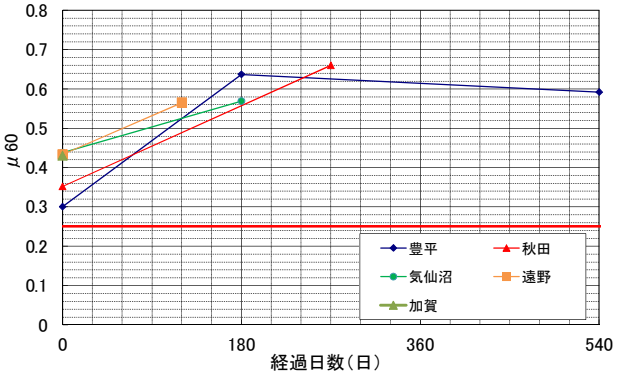


図-5 動摩擦係数（μ60）の推移



写真-1 重機による路面損傷状況

4 視認性の確認

多機能型排水性舗装の縦溝は，太陽光や車両の照明光等の乱反射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考えている．写真-2 は FFP の夜間走行時、写真-3 は排水性舗装の夜間走行時である．排水性舗装は車両等の照明光が一様に乱反射しているのに対し，多機能型排水性舗装は縦溝が照明光等の乱反射を防ぎ，眩しさの低減作用が発揮されているし，縦溝の陰により路面が認識しやすくなっている．これは昼間走行時も同様であり，太陽光が排水性舗装では乱反射するのに対し，多機能型排水性舗装は縦溝が太陽光の拡散を抑制し，視認性が向上していると判断される．このことは，多機能型排水性舗装の縦溝分だけ反射面が少ないので，反射率が低減している結果の現れといえる．

写真-4 は加賀での施工直後の路面，写真-5 は雨天時の路面である．なお，密粒度舗装と FFP は，ほぼ同時期に施工を行っているものである．写真-5 の左車線の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．それに対して，右車線の FFP は表面水が縦溝に浸透してい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．



写真-2 夜間視認性（FFP）



写真-3 夜間視認性（排水性舗装）



写真-4 施工直後の FFP 路面状況

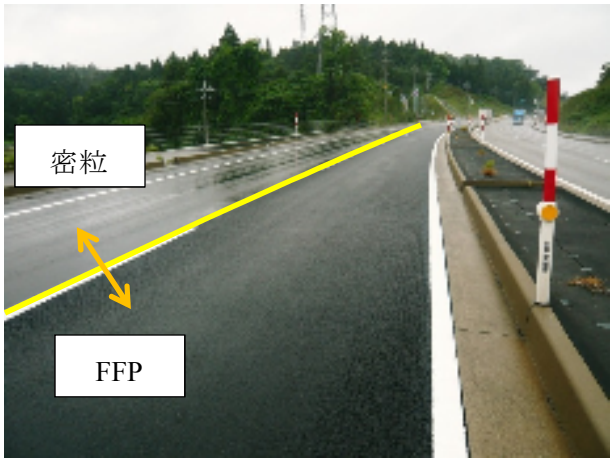


写真-5 雨天時の FFP 路面状況



写真-6 積雪時の FFP 路面状況

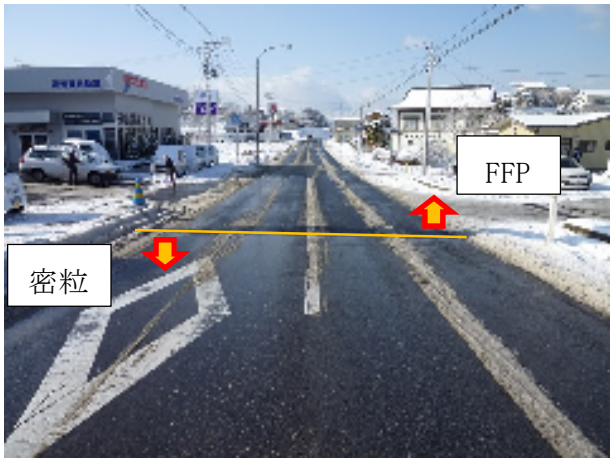


写真-7 融雪時の FFP 路面状況

写真-6，7 は気仙沼の積雪・融雪時の路面状況である．手前が密粒度舗装，奥が FFP であるが，積雪時は特に路面に差があるようには見受けられない．しかし，積雪融解後の路面の浮き水状況を確認すると，密粒度舗装では浮き水があるのに対し，FFP では浮き水がほとんどなく，水光りしていないことがわかる．このことにより，密粒度舗装より凍結しにくく，また排水機能もあることからブラックアイスバーンにもなりにくい舗装であることが実証されている．

5 おわりに

これまでの供用初期の追跡調査の結果より，FFP は路面の透水能やすべり抵抗など基本的な性能はもとより，積雪寒冷地域においては融雪による浮き水抑止効果や，雨天時の視認性の向上など，多機能舗装として有効であることが判った．今後は調査期間を延ばすことにより，舗装の経年劣化や耐久性についても調査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

雪堤を対象とした散水消雪試験について

(株)興和　水工部　　○長谷川　雅人
(株)興和　水工部　課長　　小酒　欽弥

1　はじめに

北陸地方の山間部は降雪が多いが、国道など幹線道路における散水消雪施設は専門図書[1)]に記載された計算式に則り、少ない必要散水量で設計されていることが多い。このため、車両の通行は確保できる一方で、路肩には融かしきれない多くの雪が溜まる。また、歩道も大部分が除雪対応であるため、歩車道境界は雪堤が形成されやすい。そのため、沿道から幹線道路に進入しようとする車両は見通しが悪く、非常に危険な状況となっている。この対応として、現状では道路を規制して運搬排雪が行われているが、規制による交通渋滞の発生や運搬排雪作業によるコスト増加など問題も多い。

ここでは、雪堤解消方法の１つとして散水消雪施設に着目し、異なる散水形態で消雪試験を行った結果について報告を行う。

2　試験方法

(1) 試験システムの概要

① 散水形態

散水形態の違いによる消雪効果を確認するため、以下の 3 種類の散水構造を考案し散水試験を行った。

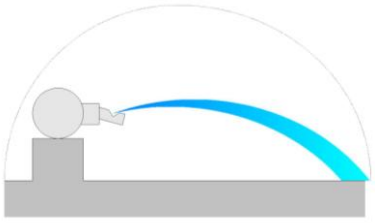
A タイプ:路肩に埋設型ノズルを設置し、雪堤に散水。(図－1)

B タイプ:縁石上に露出型ノズルを設置し路肩雪堤に散水。(図－2)

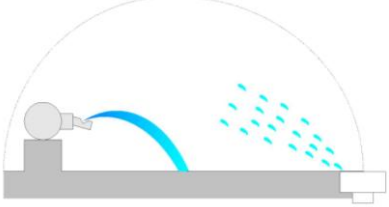
C タイプ:埋設型、露出型を併用して路肩雪堤に散水。(図－3)



図－1　A タイプ



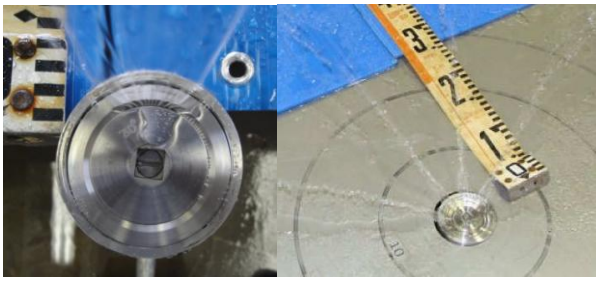
図－2　B タイプ



図－3　C タイプ

② 試作ノズルの概要

一般的に、散水消雪に使用するノズルは散水が直線的で雪堤に効率的に散水することが難しいため、ノズルからの水が拡散するように改良を加えた 4 種類（埋設：2 種類、露出：2 種類）の試作ノズルを作成した（写真－1、写真－2)。



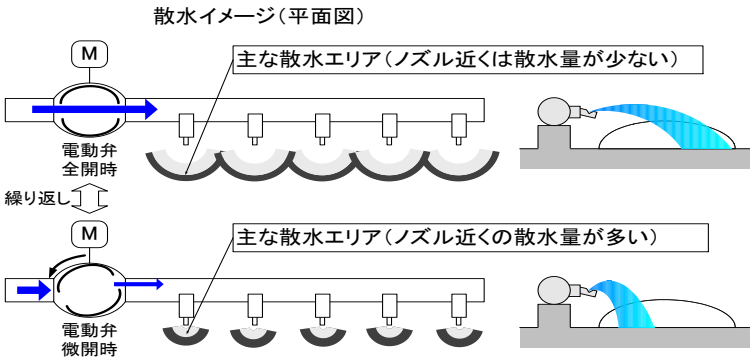
写真－1　試作ノズル（埋設型）2 種類



写真－2　試作ノズル（露出型）2 種類

③ 散水方法

塊状の雪堤を消雪するためには、雪堤全体に水を散水することがより効果的と考え、散水が雪堤全体に行き渡るように約 1 分間隔で散水量を繰り返し変化させる方法（以下、脈動散水）で消雪試験を実施した（図－4）。



図－4　脈動散水による散水方法のイメージ

（2）実施場所

本試験は、南魚沼市にある国道 17 号の 2 施設を選定し、表－1 の内容で実験を行った。

表－1　実施場所及び試験方法

施設番号	散水形態	散水方法	試験回数	試験時間
KO－17－17	A・B・C　3 タイプ	脈動散水※1 分間隔で変化	3 回	8 時間
KO－17－19	A’　　1 タイプ	連続散水（比較用）	2 回	

（3）観測項目

雪堤解消量を評価するため、1 時間毎に表-2 に示す項目について観測を行った。

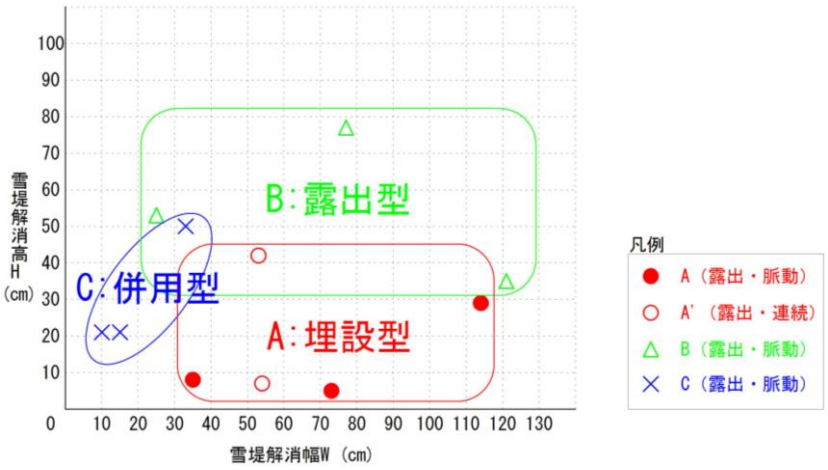
表-2　消雪試験における観測項目一覧

観測項目一覧				
○散水量	○散水温度	○散水時間	○流末水温	○雪密度
○見た目の雪堤量	○降雪量	○気温	○風速	

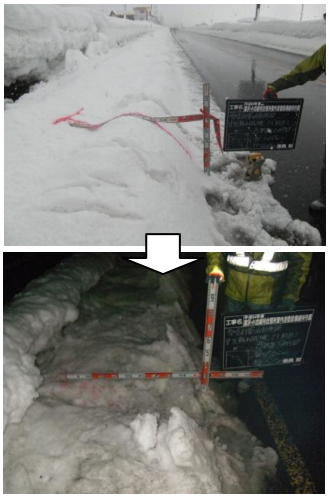
3　試験結果

（1）雪堤解消量

各試験における 8 時間経過後の雪堤解消状況（雪堤高さ・雪堤幅）をプロットしたものを図－6 に示す。図より B タイプ（露出型）は雪堤高さ、A タイプ（埋設型）は雪堤幅の解消量が大きいことが分かる。また、C タイプ（併用型）は高さ・幅共に解消量が少なく見た目の変化が少ない結果であった。



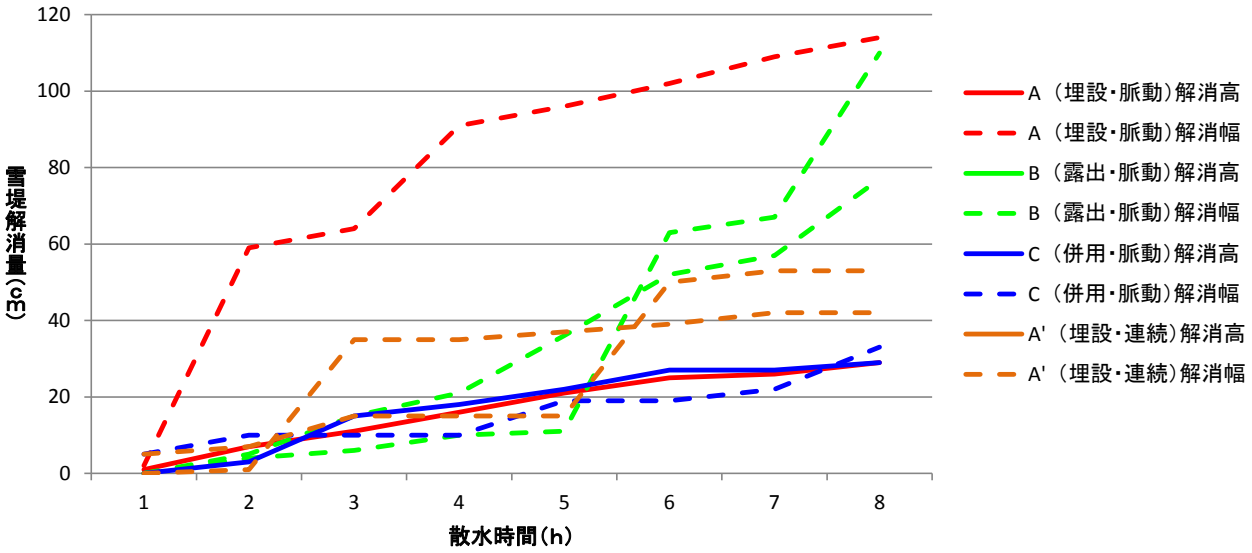
図－6　各試験における見た目の雪堤解消量（8h 経過後）



写真－4　雪堤解消例（B タイプ）

（２）雪堤の解消経過

今回の試験で、比較的雪堤解消効果が大きかった代表的な散水形態の消雪経過（雪堤解消高さ、雪堤解消幅の時間変化）を図－5 に示す。A タイプ（埋設・脈動）は散水開始直後から雪堤幅が解消されていく一方で、雪堤高さは変化が少ない。B タイプ（露出・脈動）は散水から 5 時間経過するまでは雪堤高さ・幅共に変化が少ないが、6 時間経過した頃から雪堤高さが急激に解消される変化が見られた。C タイプ（併用・脈動）は時間経過と共に徐々に雪堤量は変化したが見た目の変化は少ない。また、比較のために行った A’タイプ（埋設・連続）は 3 時間経過時に雪堤上部が崩れて高さの変化が一時的に大きくなったが、その後は A タイプと同様で雪堤幅の変化が大きい結果となった。



図－5　雪堤解消量の時間変化

４　考察

（１）散水量と雪堤解消量の考察

見た目の雪堤変化分を消雪するために必要な散水量（以下、見かけ必要散水量）と試験中の実散水量について比較を行った。結果、B タイプ（露出型）の実散水量は見かけ必要散水量の 65%程度で済み、その他のタイプは実散水量が見かけ必要散水量より多くなっている結果となった（表－3）。

この理由として、実散水量が少なく済んだ B タイプについては後述する重力による雪堤の落下で雪密度が変化した可能性があるほか、元々雪堤内にあった空洞が潰れた可能性や雪塊の流出などの可能性が考えられる。その他の断面については、試験後の雪堤内に大きな空洞が見られたことから、消雪は行われているものの、雪堤の高さや幅を解消する状況まで至らなかったと考えられる。

表－3　雪堤解消に必要な散水量に対する実散水量の比率

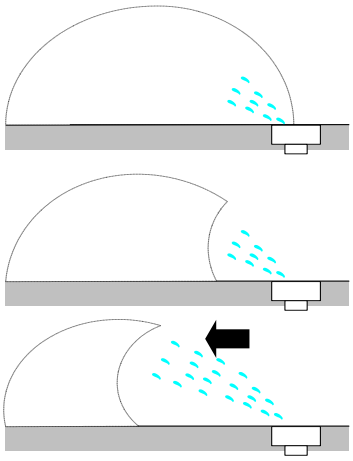
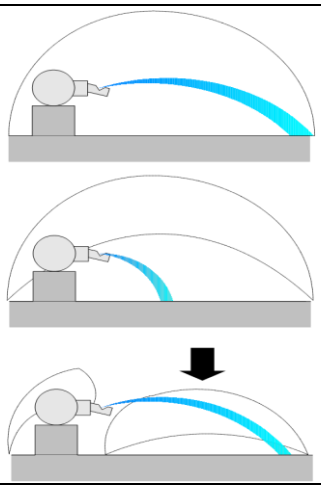
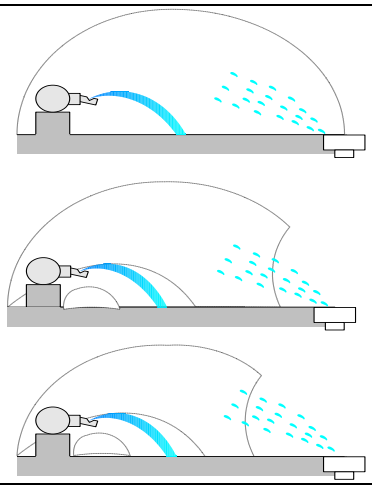
A タイプ（埋設・脈動）	B タイプ（露出・脈動）	C タイプ（併用・脈動）	A’タイプ（埋設・連続）
127.6%	65.2%	138.4%	140.6%

（※）必要散水量に対する比率（%）＝実施水量 Q（L）/見た目の雪堤変化に必要な散水量 Q’（L）
Q＝ノズル散水量×散水時間×60　（L）
Q’：専門図書 [1]記載の計算式を元に試算

（2）雪堤解消経過の考察

各タイプにおける雪堤の解消経過をまとめると表－4 のとおり、飛沫水が雪堤に作用する状態の違いによって雪堤解消経過が異なっていたと推察される。

表－4　各散水形態別の雪堤解消経過に関する考察結果

A および A’ タイプ（埋設）	B タイプ（露出）	C タイプ（併用）
飛沫水が粒状で、雪堤側面にぶつかる散水形態となった。 このため、ノズルに近い方から徐々に消雪が促進され、雪堤幅を解消する割合が大きくなったと考えられる。	飛沫水が面状に飛び、雪堤内部を切る散水形態となった。 このため、雪堤下部が面的に消雪されやすくなり、下部の雪が上部の雪を支えきれなくなった段階で、重力作用で雪が落ち、雪堤高さを解消する割合が大きくなったと考えられる。	両側からの散水の場合、雪堤内部の散水が点在する散水形態となった。 このため、雪堤内部に空洞はできるものの、上部の雪堤を支えることが出来る雪が内部に残り、雪堤断面の解消につながりにくかったと考えられる。
		

5　まとめと今後の課題

今回の試験の結果、散水した飛沫水がどのように雪堤に作用するかによって、雪堤の解消過程に大きな違いが出ることが確認できた。今回の試験結果をもとに改良を進め、雪堤解消に最も効率的な散水形態の確立､降雪のないタイミングで地下水を使う消雪システムの確立､といった課題解決を行い、雪堤解消に取り組んでいきたいと考える。

謝辞

今回の試験結果の報告について、快く承諾いただいた国土交通省長岡国道事務所様、散水方法についてアドバイスを頂きました長岡技術科学大学・上村准教授、雪堤用のノズル製作に協力頂きました北越消雪機械工業(株)様に厚く御礼申し上げます。

参考文献

1）路面消・融雪施設等設計要領編集委員会（2008）:「路面消・融雪施設等設計要領」

第2会場

第Ⅱグループ

液状化対策工法エキスパッカ-Ｎ工法と管理システム「スリーＰオクト」の開発

日特建設株式会社　技術本部　設計部主任　　佐藤　潤

1　はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災を受け，昨今，構造物、護岸および道路等の液状化対策工事が数多く検討され施工されている。対策方法には，対象となる砂地盤の粘着力および強度を増加させることにより液状化を防止すべく，薬液注入工法が数多く用いられている。

本報文は，液状化対策を目的とした薬液注入工法の一つであるエキスパッカ-Ｎ工法および管理システムであるスリーＰオクトの開発について述べるものである。

2　エキスパッカ-Ｎ工法

2．1　開発の目的と課題

固結系の液状化対策工法には機械撹拌工法，高圧噴射撹拌工法および薬液注入工法などがある。エキスパッカ-Ｎ工法は，固結系の薬液注入工法に分類される地盤改良工法であり，本工法は液状化対策だけでなく基礎補強などの本設を改良目的とした，耐久グラウト注入工法の一つとして開発されたものである。

液状化対策工法の対象は砂質土であり，その改良効果を高めるべく，いかにその砂粒子の配列を変えることなく粒子間の間隙に薬液を浸透させて均質な改良体を作るかが課題となった。また，経済性を考慮して迅速に薬液を地盤に注入するかも課題の一つであった。

2．2　エキスパッカ-Ｎ工法の特長

先に述べた課題を克服するべく開発を行った本工法の特長は，以下のとおりである。①注入管と地山との間隙をシールしないでパッカを地山に直接利かせ，薬液の浸透空間を確保している。②地山パッカの間隔を１ｍとすることで，注入薬液と地山との接触面積を大きく確保している。③その確保された浸透空間の地山が崩壊することがないよう孔壁保護用フィルター材を装備している。その結果，以下のような結果が得られた。①地山との接触面積が大きいため，注入速度を大きくすることができ，それでもなおかつ浸透注入が可能である。②注入速度を大きくすることで，注入の効率化を図ることができ，広範囲に大規模な改良が必要な液状化対策工事でも工期を短縮することができる。この工法の施工手順を図-1 に示すが，従来からある二重管ダブルパッカ工法とほぼ同様の施工方法である。

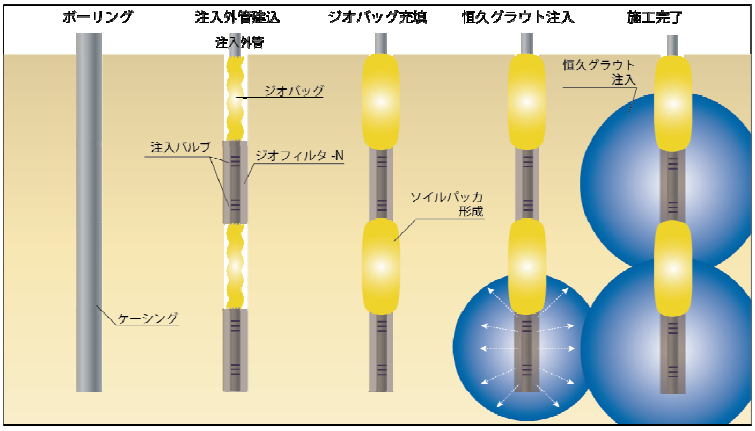


図-1　エキスパッカ-Ｎ施工手順

２．３　施工

液状化対策の場合の砂質土を対象とした薬液注入工法の注入効果は，薬液が地盤に均等に注入されることが重要である。そのため，従来の仮設工事とは異なり，本施工を行う事前に諸々の試験を行って，設計を見直すことも必要である。

（１）室内配合試験

構造物基礎の液状化対策に薬液注入工法を採用する場合，一般に改良効果を固結強度で評価している。液状化対策に使用される薬液は，浸透性に優れ長期耐久性に優れる溶液型薬液のコロイダルシリカ系が使用されている。この薬液の固結強度は，薬液に含まれるシリカ濃度に影響されるので，室内配合試験によりシリカ濃度を決定する。

（２）限界注入速度試験

薬液の注入速度は注入効果に大きな影響を及ぼす。すなわち速度が大きいと割裂注入されることになり，速度が小さいと浸透性がよく注入効果はいいものが得られるが，注入作業に時間を要し工期や工費に大きな影響を及ぼす。限界注入速度試験は実際の注入と同じ条件とし，実際に使用する注入管，設備で行う。その実例を図-2に示す。一般に注入速度と注入圧力は比例関係にあるが，ここでは注入速度が 18L/min を超えると注入圧力が低下している。これは地盤に割裂が生じたことを示し，割裂浸透段階に入ることを意味する。よって，最大注入速度は 18L/min が上限であると判断される結果となる。

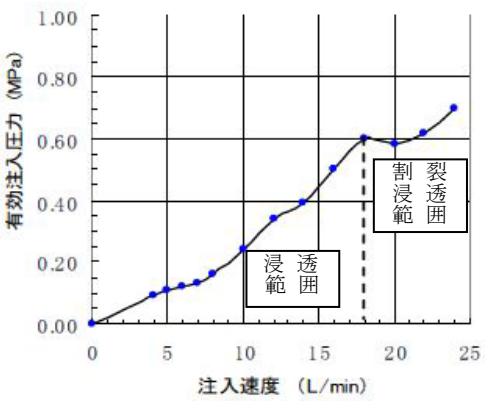


図-2　限界注入速度試験

３　スリーＰオクト

３．１　開発の目的

既設構造物の下部や近辺もしくは埋設管周辺等を薬液注入工法にて施工する場合，懸念される事項として地盤の変位（隆起）が挙げられる。これは，薬液を地盤内に注入する際に現地盤の間隙以上の薬液を注入した場合や，注入速度が速すぎるため浸透しきれないことにより，注入形態が割裂注入となっている場合に起きるものであると考えられる。現地盤は一様ではなく，薬液注入工法における地盤の変位という問題を事前に予想し防ぐことは，困難であると言える。

そこで，スリーＰオクトは本システムと計測機器とを併用することにより，地盤の変位を可能な限り抑え，起きた場合でも速やかに対応できることを目的として，開発された薬液注入工法の管理システムである。

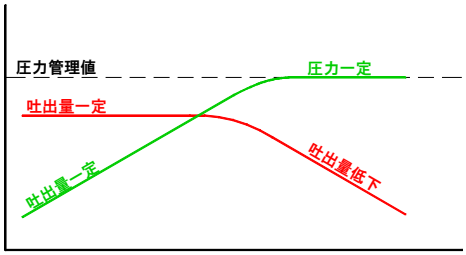


図-3　注入圧力-吐出量関係図

３．２　スリーＰオクトの特長

スリーＰオクトの特長は以下のとおりである。①注入圧力の上限を設定することにより，注入圧力が管理値上限に達した場合に自動で吐出量を減少させ，

それ以上の圧力の上昇を抑えることが出来る。その際の注入圧力ー吐出量の関係を図-3 に示す。②タッチパネル式のモニターにて吐出量および注入圧力を管理しながら，最大 8 台ポンプの ON/OFF を集中操作出来る。モニター操作状況を写真-1 に示す。③タブレット端末を連動させ，施工場等プラントから離れた場所でも正確な吐出量および注入圧力を確認することが出来る。また，ポンプの ON/OFF も端末にて操作可能である。写真-2 に端末画面を示す。④トータルステーション等にて計測した地盤変位のデータをリアルタイムに計測管理し，地盤の変位を抑制することが可能である。また，この変位データはタブレット端末に表示することも可能である。実際に現場にて行った計測データを図-4 に示す。地盤への適正な注入圧力は，地盤条件や薬液の粘性などから，また，事前に行う限界注入速度試験から求め設定する。スリーＰオクトは，設定された上限注入圧力を超えないように吐出量を管理するとともに，リアルタイムに計測することにより変位が起こった場合でも従来の施工方法に比べ速やかに対応することが可能であるという特長を持っている。



写真-1　モニター操作状況

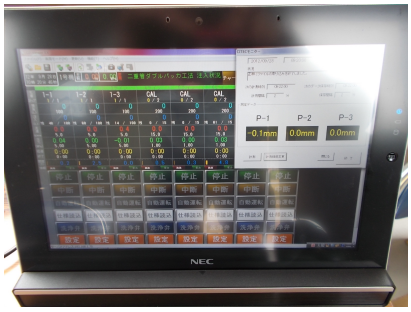


写真-2　タブレット端末画面

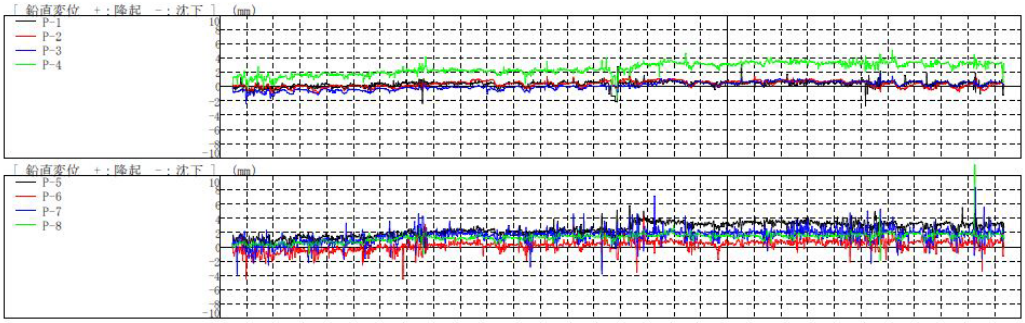


図-4　変位データ例

３．３　スリーＰオクトの今後の展開

近年，薬液注入工法の特長をいかした既設構造物直下および埋設物近郊箇所での改良が，多くみられる。そのような変位を抑制することを必要とする箇所における薬液注入工法の改良目的は，液状化対策など本設としての目的だけでなく，仮設を目的としたものも多く存在する。

スリーＰオクトは本設としての液状化対策だけでなく，ダブルパッカ工法などの仮設を目的とした薬液注入工法にも対応可能である。ただし、本設を含めその実績は数件と少なく，今後実績を積みつつ改善していく部分はまだまだあると考えられる。

４　まとめ

薬液注入工法の動向は，年々仮設目的よりも液状化対策をメインとした本設を目的とした改良が増えている。これは，平成 23 年の東日本大震災に伴う液状化対策への設計の見方が変わったことに他ならない。この教訓を生かし，今後このような災害に対しても被害を最小限に抑えていくため，我々技術者はさらなる研鑽を積んでいく必要がある。　（以上）

空気注入不飽和化工法（Air-des 工法）

東亜建設工業株式会社　技術研究開発センター　主任研究員　　居場　博之

1　はじめに

1995 年に発生した兵庫県南部地震以降，重要構造物に対する耐震対策，液状化対策が進められてきたが，今日に至るまでの対策進捗率は決して高いとはいえないのが現状である。これは，液状化対策を必要とする領域が広範囲に亘るのに対し，その対策コストが高価であるという点が理由の一つである。液状化対策コストを低減し，対策が必要とされる多数の構造物に適用できること，特にインフラ整備政策が新規建設から維持管理に移行している現状を鑑みて，既存構造物直下地盤の液状化対策の大幅なコストダウンを実現することは今後の液状化対策推進に関して非常に重要となる。

一方，地盤の飽和度を低下させると液状化強度が増加することは室内試験を通じて古くから知られており [1)]，その一つに空気を注入することで地盤を不飽和化させる技術がある。空気を注入するという極めて簡単な作業によって，地盤を確実に不飽和化させることができれば，経済面や環境面からだけでなく，既設構造物直下にも適用できる優れた液状化対策になり得ると考えられている [2)]。

このような背景を踏まえ，液状化が発生する可能性がある飽和した砂質地盤に対して，空気を直接注入することにより地盤を不飽和化させ，地盤の液状化強度を増加させる液状化対策工法として空気注入不飽和化工法（Air-des 工法）を開発した。本報では，Air-des 工法の原理，特長ならびに施工方法とその管理について紹介する。

2　工法の原理

空気注入のイメージを図-1 に示す。本工法は，地盤中に設けた注入口から空気を注入することで地盤を不飽和化させるものである。空気の侵入範囲は，飽和透水係数や注入時間により，球状や下に凸の半楕円状となる。空気注入停止後，余剰な空気は地盤上部から自然に排出されるが，ある程度の空気が地盤中にトラップされておおむね 85～95%程度の飽和度となる [3)]。

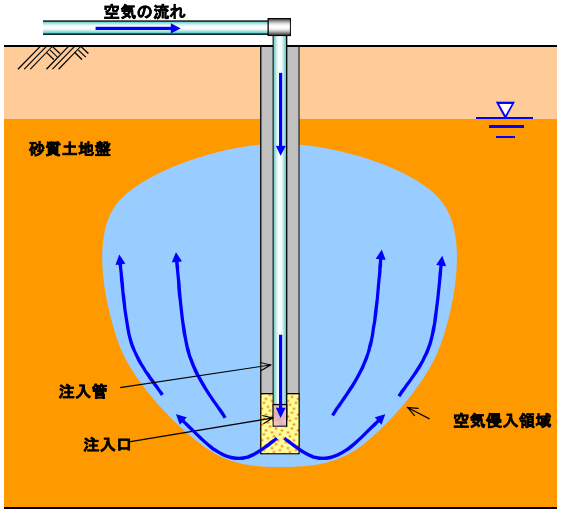


図-1　空気注入のイメージ

図-2 に空気注入を行った地盤の液状化強度増加イメージを示す。注入により空気が間隙にトラップされた砂質地盤に，地震による荷重が作用した際，間隙空気の体積が圧縮することで過剰間隙水圧の上昇が抑制され，液状化に対する抵抗力が増加する。

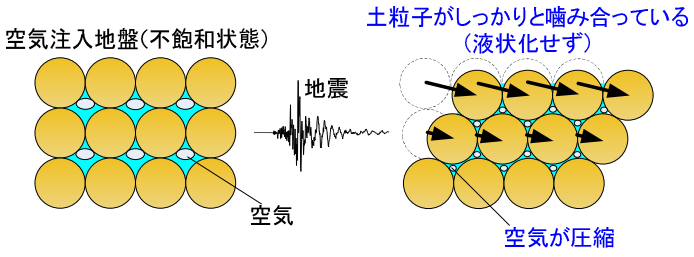


図-2　液状化強度増加のイメージ

3　工法の特長

Air-des 工法の特長は以下のとおりである。

① 他の液状化対策工法に比べて低コスト

従来の工法がセメントや薬液，砂，ドレーンなどの材料を必要とするのに対し，本工法は材料費のかからない大気中の空気を利用することができる。加えて，施工には大型機械を必要とせず，注入管設置のための削孔機，および注入に必要なコンプレッサー程度である。このため小規模な設備で施工が行え，低コスト化が実現できる。

② 施設を供用中のまま施工可能

本工法は土粒子の骨格構造を変化させずに空気を間隙水と置き換えるため，施工中に地盤の変形が生じない。そのため，施設を供用中したままの施工が可能となる。

③ 施工に伴う環境負荷を軽減

本工法は大気中の空気を使用することから，材料に起因した環境負荷は極めて少ない。また，施工に大型機械を必要としないため，騒音・振動の影響も考慮する必要がない。

④ 狭隘なスペースでも施工可能

材料プラントを設置する必要もなく，削孔機が設置できる程度の作業範囲が確保できれば施工が可能なため，狭隘な場所でも施工が可能である。

4　施工方法とその管理

4．1　施工方法

本工法の施工は，①空気注入管設置のための削孔，②注入管の設置・埋戻し，③空気注入，④不飽和化領域のモニタリング，⑤改良地盤の評価の手順で行われる。図-3 に空気注入管理システムの模式図を，写真-1

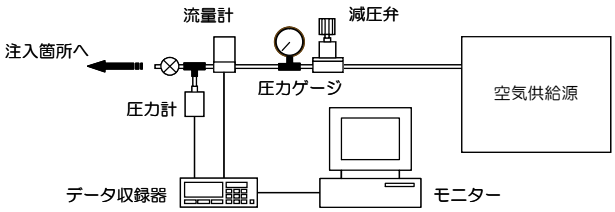


図-3　空気注入管理システム（模式図）



写真-1　空気供給源（コンプレッサー）

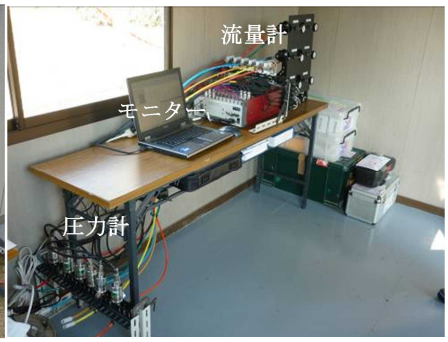


写真-2　空気注入管理システム

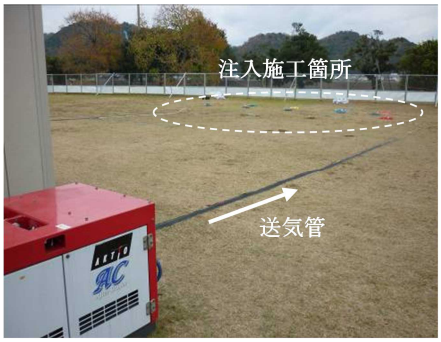


写真-3　空気注入状況



写真-4　空気注入状況（全景）

～写真-4 に空気注入設備および注入状況をそれぞれ示す。

地盤内に安定的に空気を注入するためには，土粒子の骨格構造を変化させないように注入を制御する必要がある。そのためには，空気注入の注入圧力 p および注入流量 q を適切に管理しなくてはならない。特に注入圧力 p は，注入地点深度での有効上載圧 σ'_v の 0.8～1.5 倍程度で割裂破壊を生じる可能性が指摘されており [4]，より厳密な管理が要求される。

現場実験での注入履歴の一例（注入圧力と注入流量の経時変化）を図-4 に示す。注入圧力 p は$(p-u_0)/\sigma'_v$（u_0：静水圧）で 0.3 以下と，約 5 時間にわたり安定した管理が行えていることがわかる。また，この管理に応じた q は 18～20L/min であり，ほぼ一定状態が維持されている。注入中に各履歴に急激な変動がみられていないことからも，地盤が割裂破壊を生じることなく不飽和化が進行していることが示唆される。

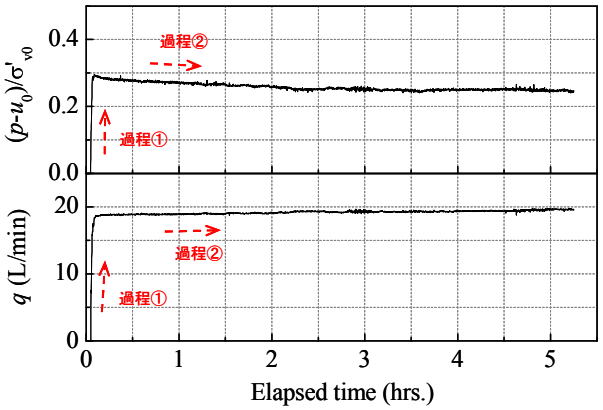


図-4　空気注入履歴

この履歴時の注入圧力 p と注入流量 q の関係を図-5 に示す。注入圧力 p は約 4kN/m² 程度で地盤内に空気が流れはじめ，注入流量 q は注入圧力 p によって線形的に増加している（過程①）。その後の過程②では課程①と異なり，p に対する q は徐々に上昇する傾向が認められる。この結果は，地盤内に空気が注入されることで飽和度が低下し，これに伴って透気性が向上するという既往の知見と良く一致している [5]。

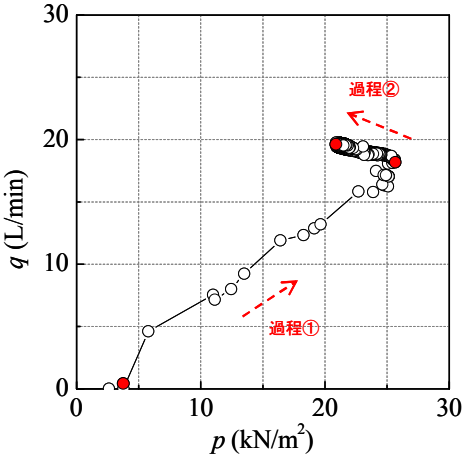


図-5　注入圧力 p と注入流量 q の関係

４．２　施工管理・品質管理

本工法の施工において最も重要な管理項目は，現場における不飽和領域の拡大状況のモニタリングと改良地盤の品質評価である。施工中の不飽和領域の拡大状況のモニタリングとしては，空気注入による地盤の比抵抗値の変化に着目し，比抵抗変化率（注入前と注入中の比抵抗の変化率）によって評価することとした。図-6 に実規模空気注入実験での比抵抗計測結果を示す。また，同図には対象地盤の概略の土層構成と後述する空気注入から 4 ヶ月後に実施した凍結サンプリングによる飽和度 S_r の測定結果も併せて示してある。空気注入による改良対象範囲は，地下水位（G.L.-3.3m）から空気注入深度（G.L.-6.5m）までである。この改良範囲内にて施工中に計測された比抵抗変化率は経時的に増加する傾向を示し，比抵抗変化率から空気注入による地盤の不飽和化の進行状況をモニタリングできることが認められた。

空気注入後の飽和度 S_r の定量評価は，サンプリング等により実施する。図-6 に示す凍結サンプリングによる S_r の測定結果では，G.L.-5.0m 以浅の一部で S_r の低下が小さい部分が認められるが，それ以外では概ね 95%以下を示しており，地盤が確実に不飽和化されていることが確認された。

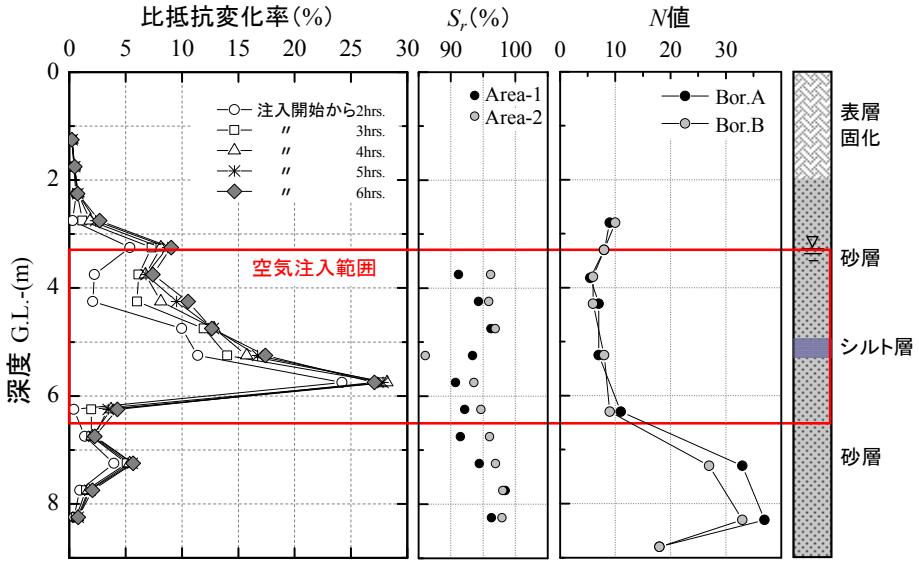


図-6　現地土層構成および比抵抗・飽和度計測結果

5　おわりに

地盤に空気を注入するという極めて簡易な作業によって液状化対策を行う空気注入不飽和化工法（Air-des 工法）の開発を行った。本工法は地盤の密度を高めたり，粘着力を付与する方法と異なり，液状化抵抗以外の安定性（せん断抵抗）はほとんど変わらないため，地震動の種類に対しては構造物の安定性を確保することが難しい場合もある。また，液状化強度が極端に小さな地盤においては適用することが難しい。しかしながら，この工法の最大の長所は，工費が非常に安価になり得ることであり，構造物や施設の重要性に合わせて，既存工法との組合せや使い分けを行うことにより，液状化対策がさらに進むことが期待される。今後の研究や技術の進展により，更なる適用範囲の拡大やコストダウンを図る所存である。

なお，本技術は国土交通省四国地方整備局，愛媛大学，東亜建設工業(株)，(株)不動テトラ，オリエンタル白石(株)，(株)ダイヤコンサルタントの共同開発によるものである。

【参考文献】

1) Yoshimi,Y., Tanaka,K. and Tokimatsu,K.: Liquefaction resistance of a partially saturated sand, Soil and Foundations, 29(3), pp.157–162, 1989.

2) 白石俊多: 地震による液状化地盤の側方流動と液状化防止法試案，土と基礎, 47(10), pp.31-34, 1999.

3) 田村直登，萬行淳，岡村未対 : 保水性試験の吸水過程における吸水速度が残留飽和度に及ぼす影響，第 17 回土木学会四国支部技術研究発表会, 2011.

4) 緒方宏行，岡村未対，矢田部龍一: 飽和地盤中に対する空気注入時の空気挙動に関する実験的研究,土木学会四国支部平成 18 年自然災害フォーラム論文集, pp.89-92, 2006.

5) 宇野尚雄，神谷浩二，杉井俊夫: 毛管モデルに基づく土の透気性に関する考察，第 38 回土質工学シンポジウム平成 5 年度発表論文集, pp.25-32, 1993.

津波に対する防波堤港内側マウンドの保護工法

（株）不動テトラ　ブロック環境事業本部　総合技術研究所　松本　朗
総合技術研究所　三井　順
技術統轄部　錦織　和紀郎
北陸技術部　日名　敏泰
北陸技術部　浜口　正志

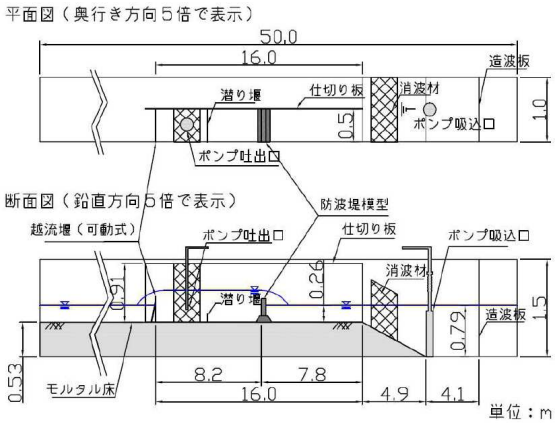
1　はじめに

東北地方太平洋沖地震は多くの防波堤に被災をもたらした．その原因の一つは津波の越流による基礎マウンドや海底地盤の洗掘であった．防波堤の粘り強さを確保するためには，港内側マウンドを腹付石で嵩上げすることが有効である．しかしながら，津波に対する港内側マウンド被覆材の安定性に関する研究は端緒についたばかりであり，被覆材の形状と耐津波安定性の関係については明らかとなっていない．また，今後の防波堤の耐津波設計においては津波の規模に応じた適切なブロックの質量を簡便に算定する必要があるが，有効な照査方法は確立されていない．水理模型実験によらざるを得ないのが現状である．そこで本研究では，はじめに孔なしと孔ありの２種類の被覆ブロックおよび消波ブロックを用いた安定実験を行い，被覆材の形状と耐津波安定性の関係を検討した．次に，得られた実験結果を基に，簡便で精度の高い所要質量算定方法を提案した．

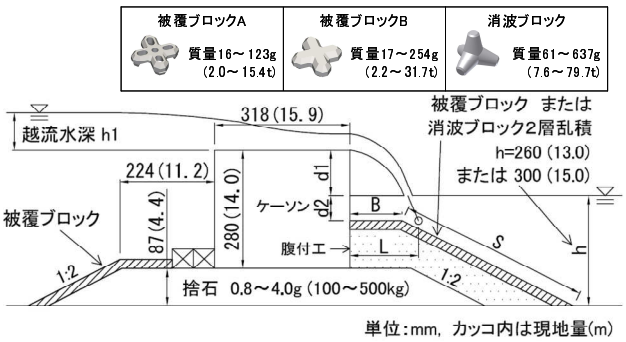
2　水理模型実験

2．1　実験方法

二次元造波水路の一部を幅方向に２つに仕切り，手前側の幅 50cm の水路内に防波堤模型を設置した（図－１参照）．津波は，水中ポンプにより定常的な越流を再現し，津波の高さは防波堤模型の港外側に設置した越流堰の高さを変えることで調整した．模型縮尺は 1/50 を想定しており，津波の継続時間は現地量で 15 分間（模型量で約 2 分間）とした．検討対象とした防波堤断面図とブロックの諸元を図－２に示す．腹付工の有無，腹付工天端幅，港内側水位，被覆材の種類・質量を変えて実験を行った．実験では小さい津波から 1cm 刻みで越流水深を上げていき，安定限界を調べた．詳細は三井ら（2013）を参照されたい．



図－１　実験装置

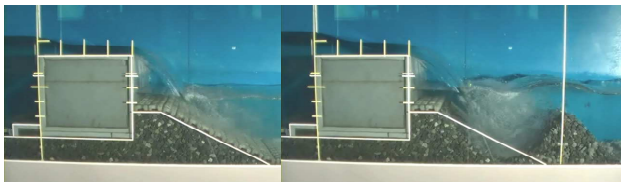


図－２　防波堤断面図

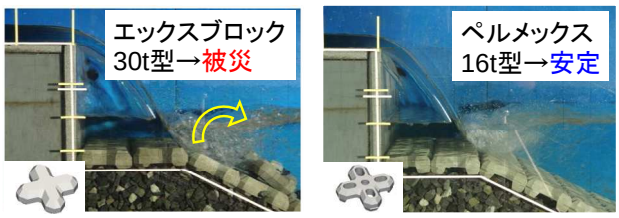
2．2　実験結果

写真－１は被災状況の一例である．法面の被覆

ブロックが被災すると急激に被害が進行し，ブロック被災の約 1 分後（現地量で約 7 分後）にはモルタル床までマウンドの洗掘が進行している．腹付工によって洗掘される時間を稼いでいるものの，被覆ブロックが被災し捨石が露出すると急激に洗掘が進行するという被災形態は津波越流による被災の特徴の一つである．



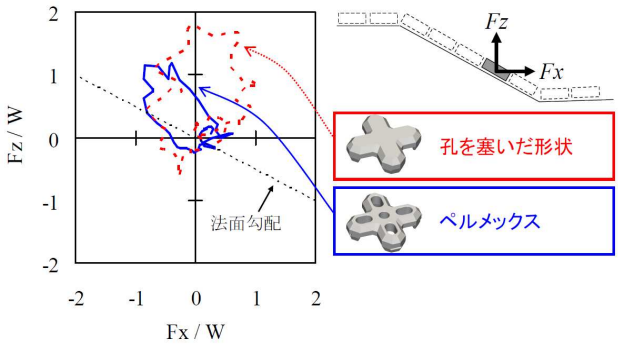
写真－１　被災状況の一例



写真－２　被覆ブロックの被災状況
（左側：孔なし，右側：孔あり）

２．２．１　被覆ブロックの特徴

写真－２は被覆ブロックの被災状況の一例を示すものである．左側は孔なしの 30t 型，右側は孔ありの 16t 型ブロック（開口率 21%）であり，天端 2 個並びである．津波の越流水深は 2.5m であり，ケーソンを越流した水塊は法肩に打ち込んでいる．このケースでは孔なしブロックは法面最上段のブロックが黄色の矢印で示した方向にめくれて被災した．一方孔ありのブロックは，質量が孔なしの 1/2 程度であるにもかかわらず被害は生じなかった．

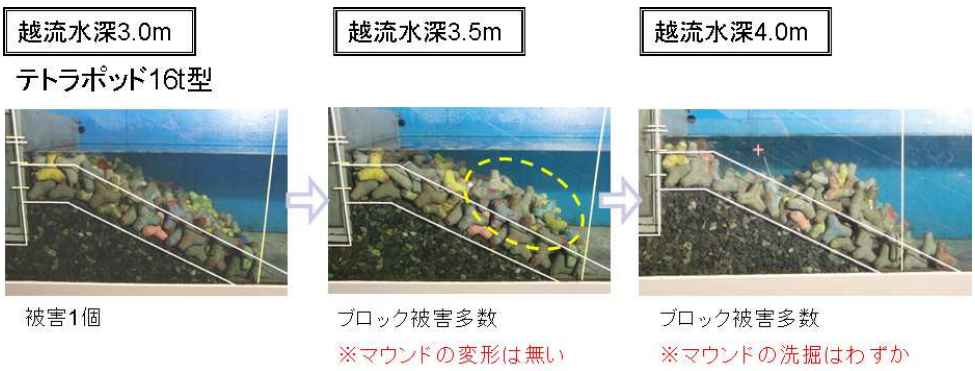


図－３　流体力のホドグラフ

孔ありブロックは防波堤の港外側マウンドや人工リーフでの使用を想定して開発されたものであり，5 つの孔により揚圧力を効果的に軽減できる形状であるが（浜口ら，2007），津波の越流に対しても有効であることが示された．この孔の効果に関しては数値解析でも検討した．一山の津波が防波堤を越流するときにブロックに作用する流体力の計算を行った．図－３は越流直後に発生した渦がブロックの上を通過する時間帯の流体力のホドグラフを示したものである．流体力はそれぞれのブロックの水中重量で無次元化されている．孔あきブロックは法面から離脱する方向の流体力が小さいことがわかる．（三井ら，2012）

２．２．２　消波ブロックの特徴

消波ブロック被覆の場合，越流水深がブロックの安定限界を超えてブロックが多数被災した場合でもマウンドが急激には洗掘されにくかった．これは，2 層で被覆しているため捨石が露出するまでに



写真－３　消波ブロックの被害の進展

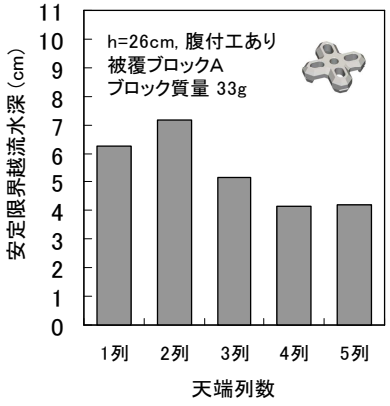
時間がかかることと，離脱したブロックが打ち込み位置の背後に堆積した際にブロックのかみ合わせによりその場所に留まることで，被害の進展が比較的遅いためである（写真－３参照）．洗掘の進行を緩やかにすることは，防波堤の粘り強さの観点から重要であり（有川ら，2013），消波ブロック構造はそのような粘り強さを有していると言える．

３　所要質量算定方法

３．１　港内側マウンド被覆材の耐津波安定性に影響する要因

３．１．１　越流水塊の打ち込み位置の影響

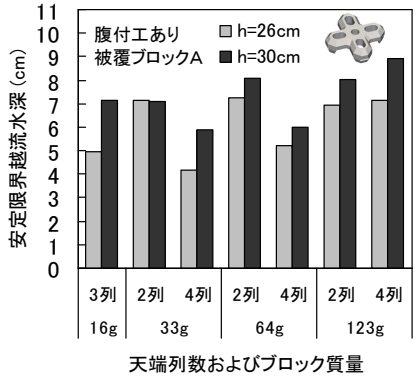
図－４は腹付工の天端幅を変化させたときの安定限界越流水深を示している．図に示した条件では斜面部に打ち込む天端 1 列および 2 列の条件は，天端部に打ち込む天端 4 列および 5 列の条件よりも安定性が高くなっていることがわかる．ただし打ち込み位置の影響は被覆材の種類や腹付工の有無などの構造条件によって変わるため，所要質量の算定にあたっては打ち込み位置の影響を適切に取り込む必要がある．



図－４　天端幅の影響

３．１．２　港内側水位の影響

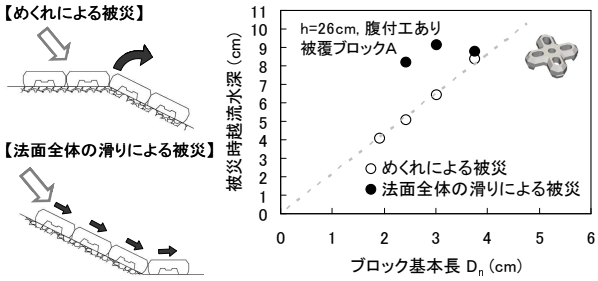
越流水がケーソン後端から放出されて被覆材に打ち込むまでの過程を考えると，放出時から水面までの空中部は自由落下により水塊の速度が加速され，水面から被覆材に打ち込むまでの水中部は越流水の拡散により減速される．したがって，空中部の距離が大きく水中部の距離が小さいほど安定性は低下する傾向となると考えられる．図－５は港内側水位を変化させたときの安定限界越流水深を示している．条件によらず，港内側水位が高い方が安定性が高い事が確認された．



図－５　港内側水位の影響

３．１．３　ブロックの被災形態

被覆ブロックの被災形態は，打ち込み位置付近がめくれ上がる被災と，法面全体が滑る被災に大別された．図－６に示すようにめくれによる被災の場合，安定限界越流水深は概ねブロック基本長 Dn（ブロック体積の 3 乗根）に比例した．一方，法面全体が滑る被災形態については，安定限界越流水深はブロック質量にはあまり依存しない結果であった．消波ブロックについては殆どのケースで打ち込み位置から離脱していく被災形態であった．



図－６　ブロック基本長と被災時越流水深

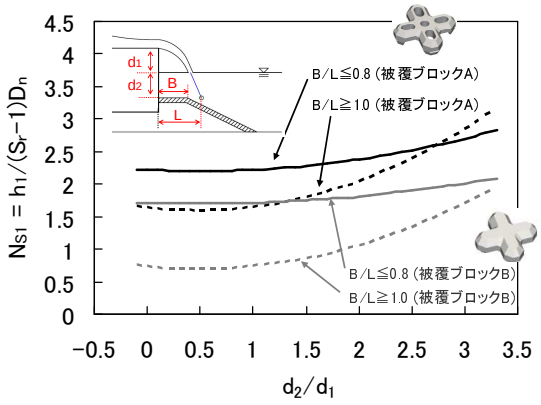
３．２　所要質量算定図の提案

上に述べた要因を踏まえて作成した所要質量算定図を図－７，８に示す．いずれも，設計条件から

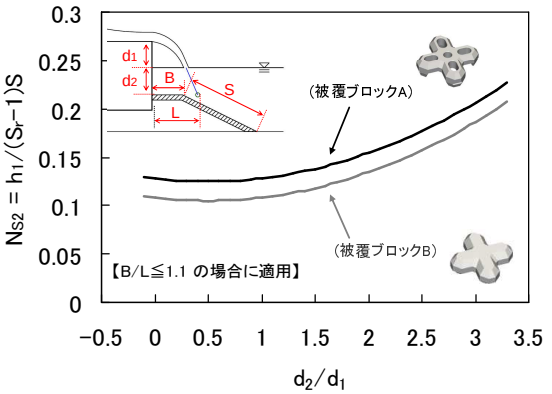
図中にプロットされる点と安定性を示すカーブの位置関係によりブロックの耐津波安定性を判定するものである．カーブの下であれば安定，上であれば不安定と判定される．詳しくは三井ら（2013）を参照されたい．

図－７は被覆ブロックの算定図であり，（ａ）はめくれに対する算定図である．B/L で場合分けしており，B/L が 0.8～1.0 の間は線形補間して用いる．また，（ｂ）は法面の滑りに対する算定図であり，天端部に打ち込む条件では法面の滑りは発生しないので，法面の滑りに対する検討は B/L≦1.1 の場合のみ行うこととする．

図－８は消波ブロックの算定図である．消波ブロックは法面の滑りに対する検討は行わない．消波ブロックの場合，打ち込み位置の影響が被覆ブロックの場合と異なり，天端部に打ち込む条件の方がやや安定性が高い傾向にあったため，その傾向を反映させた．

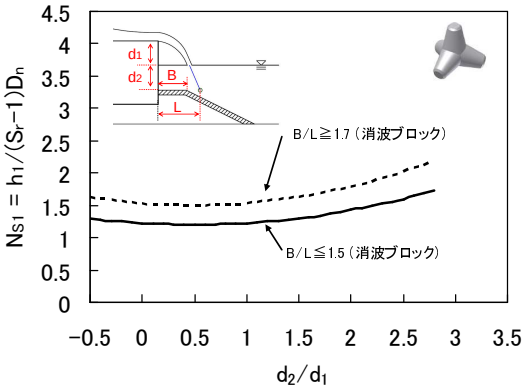


(a)　めくれに対する安定数 N_{S1}



(b)　法面の滑りに対する安定数 N_{S2}

図－７　被覆ブロックの所要質量算定図



図－８　消波ブロックの所要質量算定図

４　むすび

本研究では，はじめにブロックの形状と耐津波安定性の関係について検討した．被覆ブロックでは開口部による揚圧力の軽減が耐津波設計上重要であること，消波ブロックは粘り強く効果を発揮することがわかった．また，ブロックの津波越流に対する簡便な安定性照査方法を提案した．これらの技術は，今後の防波堤の耐津波設計法の確立に寄与するものである．

参考文献

有川太郎・佐藤昌治・下迫健一郎・富田孝史・廉慶善・丹羽竜也（2013）：津波越流時における混成堤の被災メカニズムと腹付工の効果，港湾空港技術研究所資料，No.1269，37p.

浜口正志，久保田真一，松本朗，半沢稔，山本方人（2007）：大きな開口部を有する新しい被覆ブロックの開発と人工リーフへの適用，海岸工学論文集，第 54 巻，pp.961-965.

三井順・丸山草平・松本朗・半沢稔（2012）：防波堤を越流する津波に対する港内側マウンド被覆材の安定性に関する研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.68，No.2，pp.I_871-I_875.

三井順・松本朗・半沢稔・灘岡和夫（2013）：防波堤港内側マウンド被覆材の津波越流に対する安定性照査方法の提案，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.69，No.2，（印刷中）.

岸壁の耐震補強における大口径・長尺アンカーの施工

日特建設株式会社　技術本部　技術第二部長　　菅　浩一

１．　はじめに

わが国で 1964 年頃から採用され始めたグラウンドアンカー(以下、「アンカー」という)は、1976 年に発刊された「アースアンカー工法」(土質工学会)を機に，実績が伸び始めた。さらに，1988 年に制定された,「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説(土質工学会)」によって防食を施した永久アンカーという形が生まれ，長期的にその機能を十分に発揮することが可能となった。アンカーが利用された分野としては、地すべりや斜面崩壊対策、および建築分野における山留支保工が多かった。しかし、阪神淡路大震災をきっかけに、既存岸壁の耐震補強にアンカーを用いるケースが増えてきた。ただし、山岳地で施工するアンカーに比べると既存岸壁に適用するアンカーは、難工事になることが多く、効率的な施工を行うことが困難であった。

本報文は、岸壁の耐震補強に用いるアンカーを、効率的でしかも精度の良い施工を可能とした削孔機での施工方法について報告するものである。

２．　港湾アンカーの特長

地すべりや斜面崩壊に用いるアンカーと港湾に用いる耐震補強アンカーには、以下に記す相違点がある。

① テンドンの逓減率の違いによりアンカー体径が太径となる。

② アンカー体設置可能な強固な地盤が、深い位置に存在するために、アンカー長が長尺になる。

③ 岸壁背面に裏込め石層などの人口地盤がある。

テンドンの極限引張り力(T_{us})による逓減率の違いを表-1 に示す。

表-1　テンドンの極限引張り力による逓減係数(ランク A※1)

	テンドンの極限引張り力(T_{us})に対して	
	地盤工学会	港湾
常時	0.60	0.26
地震時	0.80	0.40

※1 ランク A とは、一般構造物で供用期間が 2 年以上にわたるアンカーの分類

この逓減率の違いにより、設計アンカー力に対するテンドンの容量が変わり、それに伴いアンカー体径が大きくなる。1 例を示すと、設計アンカー力(常時)を 900kN とした場合に、地盤工学会基準では、970.9mm^2 の断面積を有する PC 鋼より線が必要になる。一方、港湾の基準を適用すると、必要となる PC 鋼より線の断面積は、1875.5mm^2 となる。港湾で採用されるアンカーは、PC 鋼より線の断面積が大きくなることにより、アンカー体径が大きくなり、さらに削孔径が大きくなってしまう。また、アンカー体を設置できる強固な地盤は、山岳地と比べると港湾では大深度に存在することが多い。さら

に、既存岸壁のケーソンや鋼管矢板などの構造物背面には、土圧を軽減するために、裏込め石を設けていることが多い。

上記のように港湾に使用するアンカーは、大口径で長尺、さらに困難な裏込め石層を削孔することから、多くの時間を費やすことや、トラブルが頻繁におこることが多かった。

3． 岸壁の耐震補強アンカーの実績

岸壁の耐震補強として、アンカーが採用されたのは、およそ 15 年ほど前である。このときのアンカーの断面を図-1 に示す。図に示すように、その当時は、裏込め石層の削孔を避けるために、アンカー傾角を小さく設計していた。当時の削孔機械では、裏込め石の削孔が不可能と考えたためである。そのために、アンカー長が必要以上に長くなる事や、裏込め石層の位置や勾配によっては、アンカーを採用される事は少なかった。

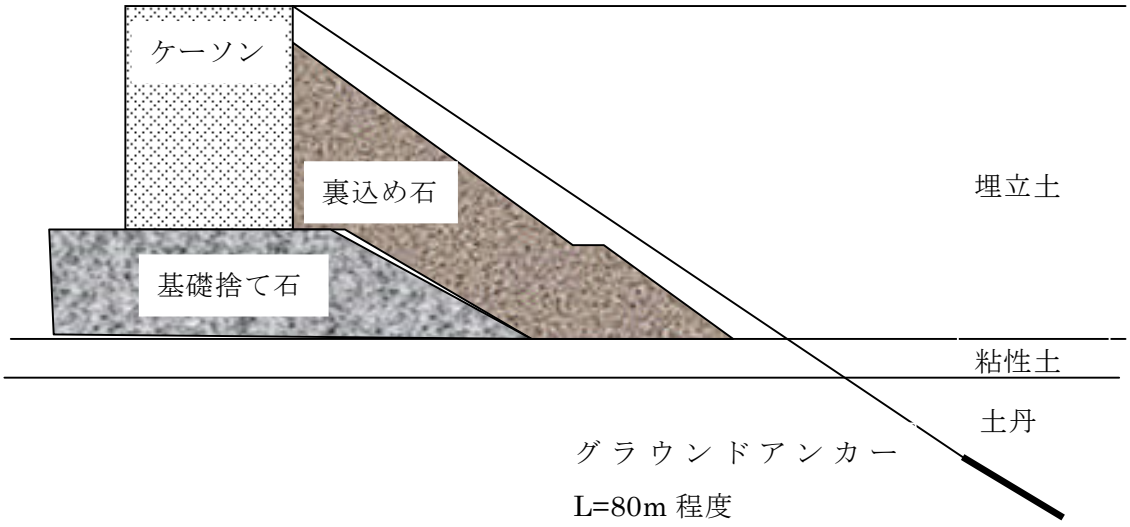


図-1　以前の耐震補強アンカーの配置

ところが、削孔機械の能力が向上したことから、裏込め石の削孔も可能と判断したために、表-2 に示すような耐震補強アンカーが計画され、この 5 年間で施工実績が増えてきた。

表-2　既存岸壁の耐震補強アンカーの実績

	削孔径	アンカー長	裏込め石層
A 港	φ216mm	72.0m	42.0m
B 港	φ216mm	50.0m	20.0m
C 港	φ165mm	84.0m	25.0m
D 漁港	φ216mm	60.0m	15.0m



図-2　ビット損耗状況

削孔径がφ216mm でアンカー長も最も長い、A 港での削孔速度は、裏込め石層で 300min/m 費やしているアンカーもあった。また、ドリルパイプの破断や削孔ビットの損耗(図-2)も激しいなどのトラブ

ルが生じることもあった。他の現場でも同様のトラブルが生じることが多々あった。上記の実績を重ねた後に、削孔径がφ216mm でアンカー長が 100m を超すアンカーを必要としている現場(E 港)が計画された。A 港での仕様が限界と感じていたために、新たな検討を行って、E 港の施工に対応することとした。以下に対応策を記す。

４． E 港に向けての対応策

４．１ 削孔ツールスの検討

削孔精度の向上を図ることと、ドリルパイプの破断を防止するために、ドリルパイプの肉厚を t=17mm から t=19mm として、剛性を高めることとした。また、φ216mm の２重管削孔に使用するインナーロッドは、通常φ135mm を使用するが、ドリルパイプと同様な理由で剛性の高いφ165mm の肉厚タイプを使用することとした。また、削孔精度、作業効率の向上を図るために、ドリルパイプ長を通常の 1.5m から 2.0m のものを使用することとした。

４．２ 削孔機械の開発

既存岸壁の耐震補強アンカーに使われてきた、国内の大型削孔機の諸元を表-3 に示す。上記で検討した２重管削孔ツールスの 100m 当たりの質量は、14.6t となる。表-3 に示す既存削孔機のフィード力は、最大でも 11.0t であることから、既存の機械では、削孔することが不可能と判断した。また、３章で述べた A 港で削孔した際には、ドリルパイプが回転不能になる事態も度々あり、トルクに関しても不足すると判断した。そこで、表-3 に示す新型削孔機を設計・製作することとした。新型削孔機の写真を図-3 に示す。写真に示してあるもう 1 台の削孔機は、地すべり工事などで使用される汎用機である。



図-3 新型削孔機

表-3 大型削孔機の仕様

	A 型削孔機	B 型削孔機	C 型削孔機	D 型削孔機	E 型削孔機	**新型削孔機**
フィード力	8.0t	9.0t	9.0t	11.0t	7.0t	**18.0t**
トルク	0.75t-m	1.6t-m	1.36t-m	1.3t-m	1.5t-m	**2.4t-m**
重量	10.5t クローラー	8.0t	8.5t	12.0t クローラー	6.0t	**14.0t**

５． 新型削孔機の施工実績

新型削孔機を導入した E 港の断面模式図を図-4 に示す。削孔長は、約 20m の裏込め石を削孔し、その後粘性土、礫層を約 80m 削孔する全長 100m 程度である。削孔途中には、既存建物の基礎杭が存在している。この基礎杭との接触を防止するために、高精度の削孔精度が求められた。削孔精度は、削孔精度の低下が懸念される裏込め石層を完了した時点で計測した。計測結果より、杭との接触が懸念

された場合には、再削孔することを計画していた。しかし、削孔精度は、平均でも 1/500 程度を確保することができ、再削孔を実施することはなかった。また、削孔速度も安定した時間で進み、当初の工程を守ることができた。

６．　おわりに

新型削孔機を設計・製作することで、困難な条件であっても、既存岸壁の耐震補強工事にアンカーを採用することが可能となった。既存岸壁の耐震補強工事には、タイロッド工法、薬液注入工法あるいは、良質土置換工法などかある。しかし、その条件からどうしても、アンカーを採用しなければならないこともある。今後も過酷な条件下でも、グラウンドアンカー工で対応できるように、さらなる工夫を加えていきたいと思う。また、今後は、今回開発した削孔機を「タイロッド工事」、「ダムの耐震工事」、「防潮堤などのマイクロパイル工事」さらには、「地中熱利用設備」などにも適用していく予定である。

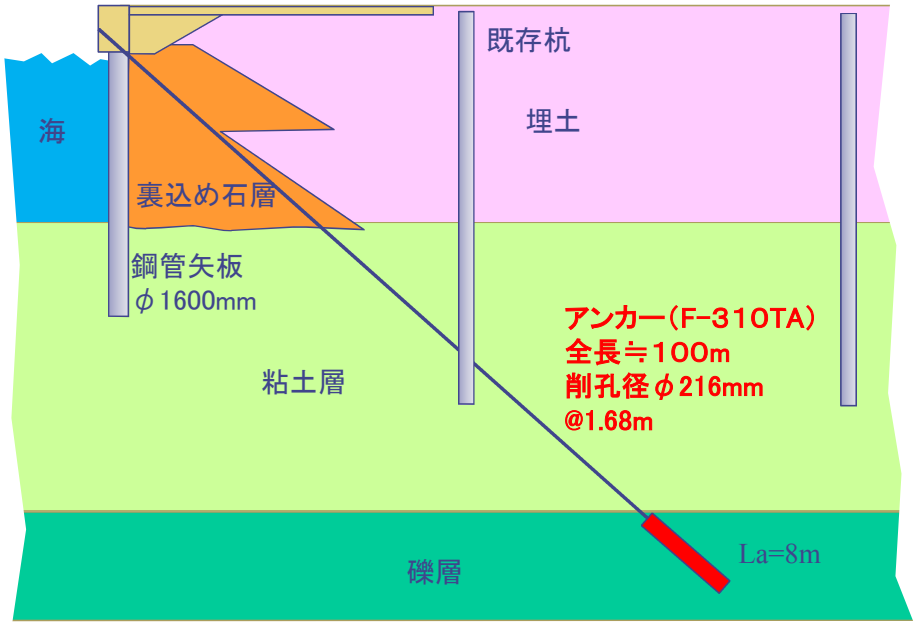


図-4　E 港模式断面図

第2会場

第Ⅲグループ

狭隘地、既設構造物直下対応型の地盤改良技術
－SAVE-SP 工法、FTJ 工法（揺動式）－

株式会社不動テトラ　地盤事業本部　第一研究室　室長　鈴木　亮彦
北関東支店　研究室　リーダー　伊藤　竹史
主任　○高山　英作

1　はじめに

河川堤防は、津波や高潮、洪水から人命や財産を守るために重要な施設であるが、基礎地盤に液状化層が分布することが多く、地震時に過大な沈下が発生し、本来の性能を確保できなくなることが懸念されている。また、都市の過密化・既存施設の耐震化という現状とニーズから、「狭隘地」、「既設構造物直下」という厳しい施工条件に対応できる地盤改良技術が求められている。

本文においては、厳しい施工条件においても対応可能である 2 つの地盤改良技術を紹介する。1 つ目は、締固め工法に分類される SAVE-SP 工法（砂圧入式静的締固め工法）と、2 つ目は固化工法に分類される FTJ-FAN 工法（2 流線式セメントスラリー噴射攪拌工法；揺動ジェット方式）である。

2　SAVE-SP 工法（砂圧入式静的締固め工法）

2．1　工法概要

SAVE－SP 工法とは、流動化させた砂を超小型施工機のロッドを通じて地盤内に圧入することにより周囲の地盤を静的に締固める工法である。改良原理は、サンドコンパクションパイル（以下、SCP）に代表される密度増大による締固めである。使用する機械は超小型施工機であるため狭隘地での施工が可能であると同時に、SCP がもつ改良効果の確実性や砂を母材としていることから地盤となじみやすく環境負荷の小さい工法である。

2．2　使用材料

SAVE-SP 工法で使用する材料は、SCP 工法などに用いる砂を流動化剤（アニオン系高分子材）と混練することでポンプ圧送可能な**図-1** に示す状態とする。なお、地盤圧入後に流動性が消失するように遅効性の塑性化剤（カチオン系高分子材）を併せて添加した状態で施工機へ圧送する。

これらの流動化剤と塑性化剤を添加した流動化砂の安全性に関しては、土壌浄化対策法に準じた溶出試験並びに含有量試験ともに不検出で、生物・土壌に対する安全性は確認されている。

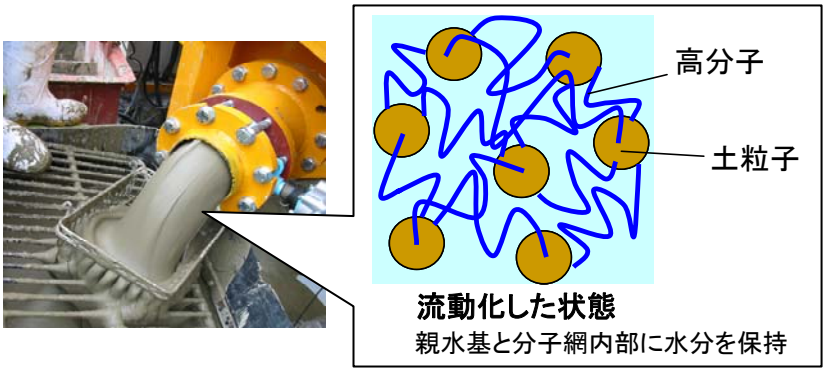


図-1　流動化砂の状態

２．３　施工方法

図-2 に SAVE-SP 工法の施工フローを示す。①所定深度までロッドを貫入、②φ70cm 相当の流動化砂をロッド先端から排出・圧入、③ロッドを所定の高さまで引きあげる、④所定深度まで②～③を繰り返す事で従来の SCP と同等の品質の締固めを行うことができる。

また、施工機は**図-3** に示すように現場条件に合わせて超小型機からボーリングマシンタイプまで幅広い選定が可能である。

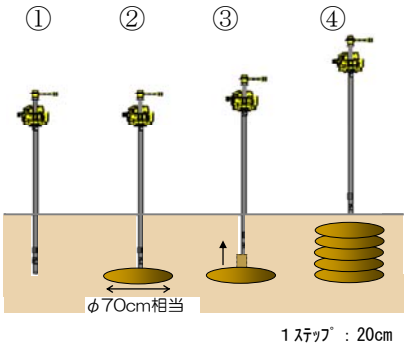


図-2　SAVE-SP 施工フロー

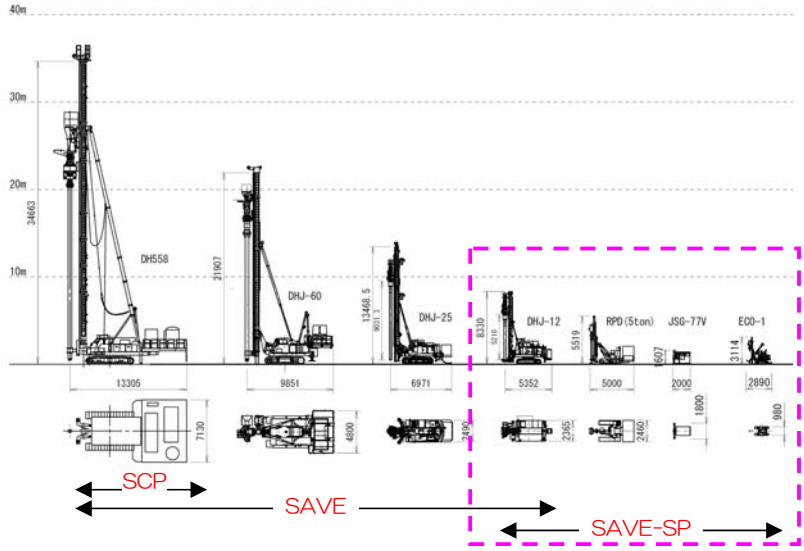


図-3　SAVE-SP 施工機

２．４　施工事例（庄内川堤防耐震対策事業）

国土交通省中部地方整備局庄内川河川事務所所管の庄内川は、名古屋市北部から西部を流れる都市域河川であり、下流部においては背後に 0m 地帯が広がっている。堤防基礎地盤は、沖積層の砂質土層が分布しており液状化による被害が懸念されたため、平成 23 年度より堤防耐震化に着手[1)]している。SAVE-SP 工法は①堤内側の狭隘地において適用可能、②浸透流を阻害しない、③堤防内に異物を残さない、④別途洪水対策として実施する河道掘削工事において発生する掘削土を有効利用できる、といった観点から採用となった。



写真-1　施工状況

締固め効果の確認として、**図-5** に改良前後の N 値を比較したものを示すが、明らかに N 値の増加が認められる。また、**図-6** には N 値の深度分布の一例を示す。同図には同一箇所で実施された静的締固め砂杭工法（SAVE コンポーザー）の改良効果についても示しており、改良効果は同等である。

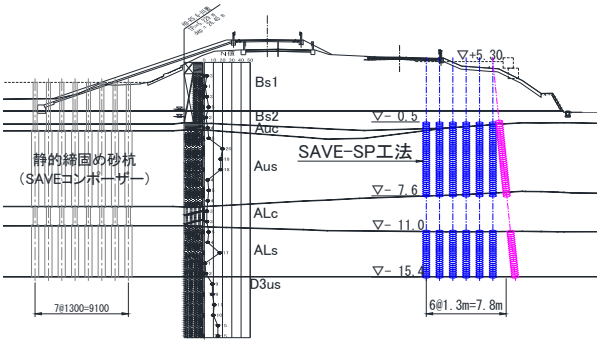


図-4　改良断面の一例

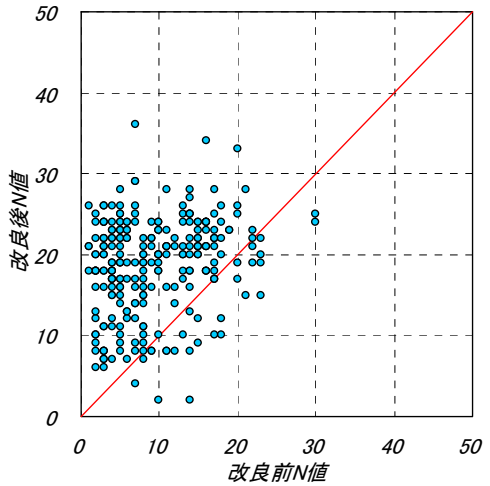


図-5　改良前後の N 値の比較

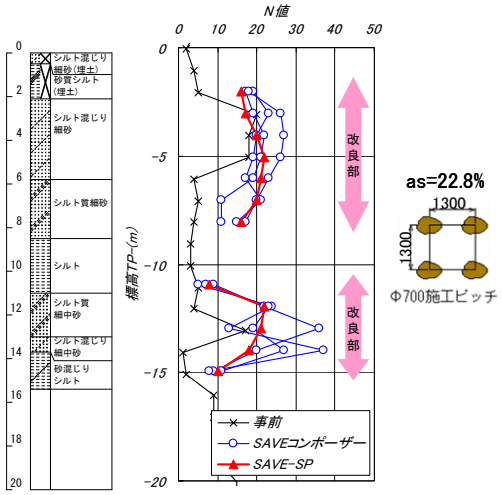


図-6　改良前後の N 値の深度分布

3　FTJ-FAN 工法（2 流線式セメントスラリー噴射攪拌工法；揺動ジェット方式）

3．1　工法概要

高圧噴射攪拌工法はジェット噴流によって地盤を切削し、セメント系の材料を用いて固化改良体を造成する地盤改良工法である。FTJ-FAN 工法は、ジェット噴流するロッドを任意角度回転させ扇形の改良体を造成する事が可能となり、その模式図は**図-7** に示す通りである。これにより、既設構造物直下を無駄なく改良する事が可能となった。

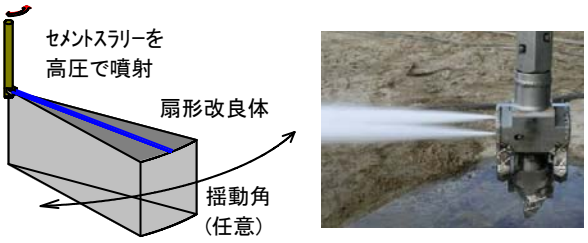


図-7　揺動式噴射模式図

3．2　改良仕様、施工仕様

施工方法は、所定深度まで噴射モニターを貫入後、引抜き時にセメントスラリーを噴射させ改良体を造成する。また、**表-1** に標準的な改良仕様・施工仕様を示す。改良仕様・施工仕様は、地盤条件や施工条件に合わせて選定する必要がある。

表-1　標準改良、施工仕様

噴射距離(mm)	揺動角(°)	吐出方式	引抜時間(分/m)
2600～4000	0～180	引抜吐出	10以上
噴射圧力(MPa)	噴射量(ℓ/分)	固化材	水セメント 比 WC
30～	400～600 (200～300×2ﾉｽﾞﾙ)	FJ-1号 FJ-2号	1.5 (1.0～1.5)

3．3　試験工事

本項において、出来形・品質確認を目的とした試験工事について報告する。

試験ヤードの地盤性状は**図-9** に示すとおりであり、N 値 10 前後の GL-1.0～-2.5m を改良深度とした。改良対象層の粒度特性は細粒含有率 Fc≒3%、均等係数は Uc≒2 であり、地盤材料の工学的分類方法 [2)]

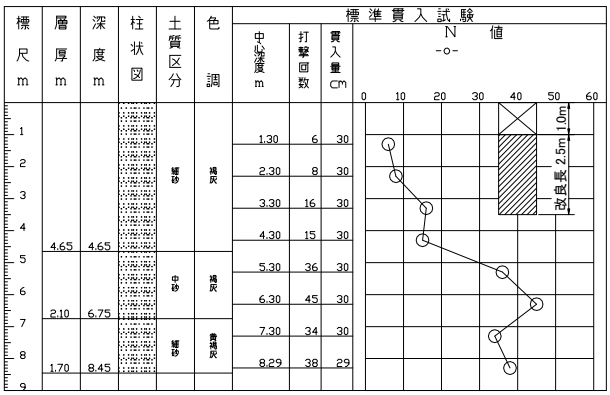
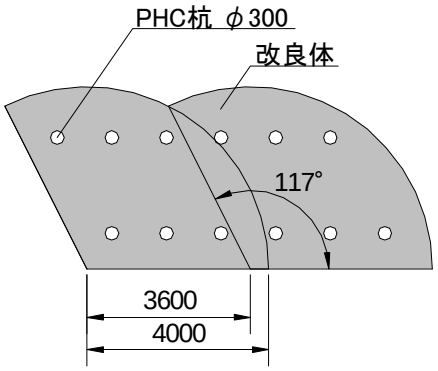


図-9　原地盤柱状図

の規定によれば「分級された砂」に分類される。改良体配置図は**図-9** に示す通りであり、改良径 R=4.0m、揺動角 117° と設定し、改良強度は一般的な二重管式高圧噴射攪拌工法と同等である qu=3000kN/m^2 と設定した。また、既存杭背面へのセメントスラリーの廻り込みを確認する目的で、改良対象範囲には事前に PHC 杭（φ300mm）を打設し施工を行なった。

施工後 1 週間放置後、出来形確認を行なった。その際の写真を**写真-2、3** に示すが、噴射位置から 4m 以上の距離まで改良体が造成されている事を確認した。また、噴射位置から見て基礎杭の背面となる部分も均一に改良体が付着しており「廻り込みによる一体化した改良体」が造成されていた。

ボーリングコアにより改良体コアを採取し、強度を確認した結果を**図-10** に示す。全ての供試体で目標強度 qu=3000kN/m2 以上となっている事も確認できた。



FTJ工法（揺動式）
改良半径 ： R=4000mm
改良強度 ： qu=3000kN/m^2

図-9　改良体配置図

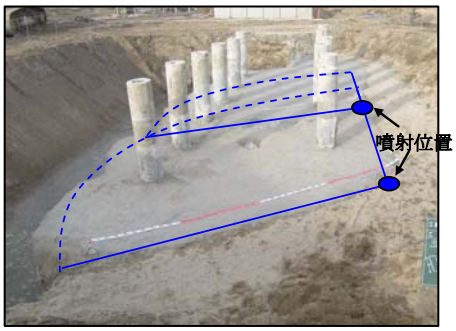


写真-2　改良体掘起し状況①

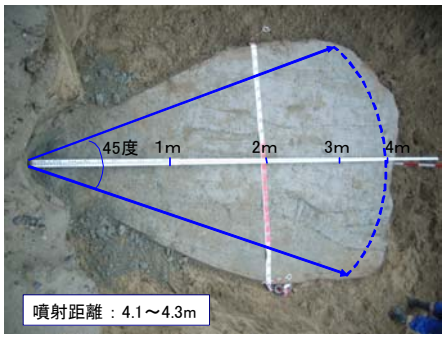


写真-3　改良体掘起し状況②

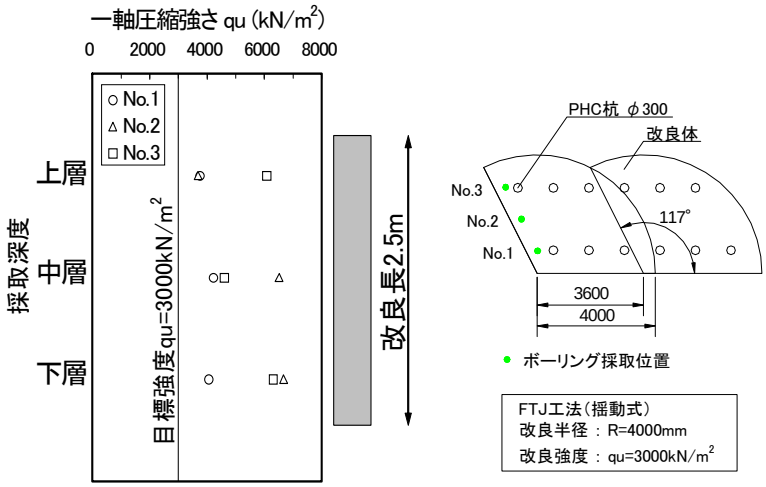


図-10　品質確認試験結果

4　おわりに

本稿において、狭隘地・既設構造物直下対応型の地盤改良技術として SAVE-SP 工法と FTJ-FAN 工法の紹介を行なった。両工法においては、北陸地方整備局所管の河川堤防耐震対策事業にて施工を行なっている。

今回紹介した地盤改良技術の開発により、これまで施工が困難であった狭隘地や構造物直下、または民家等への近接施工が可能となり地盤改良技術の適用範囲が広がった事で、河川堤防または各種施設の耐震化工事において役立てていきたい所存である。

参考文献

1）鵜野雅明他(2013)”庄内川河川堤防における砂圧入式静的締固め工法の適用事例”第 48 回地盤工学研究会、pp.931-932、2013.7

2）地盤工学会基準、“JGS0051：地盤材料の工学的分類方法“

延長床版システムプレキャスト工法

株式会社ガイアートT・K　技術開発部　担当部長　　小川　登

1　はじめに

昨今，国内の道路橋において，伸縮装置部で発生する振動・騒音および漏水による劣化進行の抑制などから，橋梁ジョイント構造に延長床版システム[1)]が採用されている．延長床版システムは，上部構造の床版を橋台背面の土工部まで延長するような構造で，伸縮装置を遊間部から土工部に移設させることで，車両走行による伸縮装置部での騒音・振動を低減させる工法である．ここでは，延長床版システムプレキャスト工法の概要と施工箇所における東日本大震災の影響について報告する．

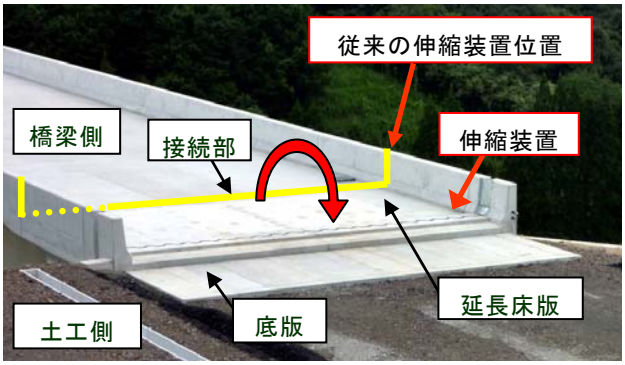
2　延長床版システムプレキャスト工法の概要

2．1　概要

本技術は，橋梁床版を土工部まで延長し，遊間部直上にある伸縮装置を土工部に移設する延長床版システムを，工場製のプレキャスト版で施工する工法である．延長床版部は，橋梁と連結されているため，温度による桁の伸縮に追従しながら，底版上を常時滑動し，その伸縮量は土工部に移設した伸縮装置で吸収される．延長床版の施工状況を写真－1 に，施工完了後を写真－2 に示す．



写真－1　延長床版施工状況



写真－2　延長床版設置完了

本工法の特長は以下の通りである．

・伸縮装置が土工部に移設されることで遊間からの騒音・振動を低減[2)]できる．

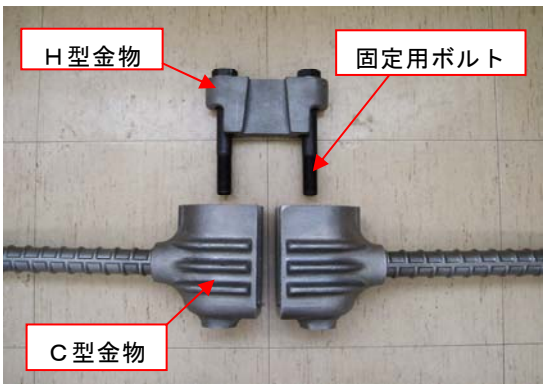
・遊間を塞ぐ事により，支承・桁端部に雨水および凍結防止剤の侵入を防ぎ，桁端部の錆や支承の劣化を抑制できる．

・延長床版部，底版部は分割されたプレキャスト製品を用い，特殊継手[3)]（コッター式継手）で接合するため，急速施工が可能である．

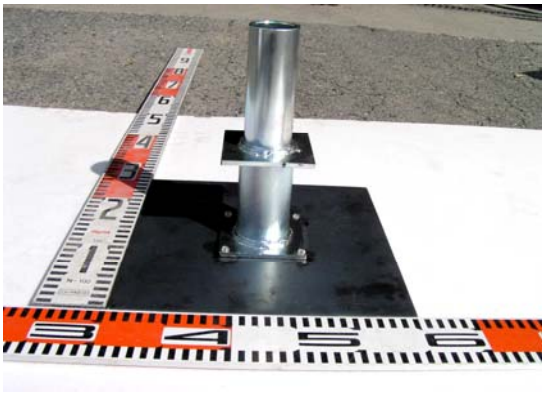
・橋台背面盛土材や現地盤が沈下した場合，底版部に内蔵されたリフトアップ機能[4)]により復旧が容易である．

2．2　コッター式継手・高さ調整治具

版同士の継手に使用されるコッター式継手（写真－3）は，H型金物をC型金物に圧入することで目地部にプレストレスを導入し，目地部の剛性を高める構造であることから，プレキャスト版同士の段差を防止できる．また，所定の高さに設置できるよう高さ調整治具（写真－4）が埋設され，ミリ単位での版の高さ方向の調整が可能である．



写真－3　コッター式継手



写真－4　高さ調整治具

3　延長床版システムの地震に対する効果

東日本大震災発生の約 1 ヶ月後の平成 23 年 4 月 13 日，14 日の 2 日間に渡って，東北地方の延長床版施工箇所（図－1）：福島県郡山市の針生高架橋，宮城県登米市の日渡橋，宮城県亘理郡の鐙川橋の 3 橋について確認した（福島県の常磐自動車道木戸川橋に関しては原発 20km 圏内のため調査することはできなかったが，後日問題のない事を確認した）．

また，震災による土工部の沈下で不具合が生じた現場打ちタイプの延長床版をプレキャストタイプへ交換した事例も紹介する．



図－1　東北地方の延長床版施工箇所

3．1　針生高架橋（福島県郡山市：国道 4 号あさか野バイパス）

周辺橋梁と比べると舗装表面の変状及び伸縮装置部の段差は少なく車両通行に問題はなかった．ただし，伸縮装置土工側の舗装表面にクラックが発生していた．また，伸縮装置部分の現場打ち壁高欄に破損箇所が見られた．A1 橋台側の伸縮装置部，A2 橋台側伸縮装置土工部の舗装表面，壁高欄破損状況をそれぞれ写真－5，6，7 に示す．



写真－5　針生高架橋伸縮装置部
（A1 橋台）



写真－6
クラック発生箇所
（A2 橋台）



写真－7
壁高欄破損箇所

３．２　鐙川橋（宮城県亘理町：常磐自動車道）

舗装表面に大きなクラックや，伸縮装置部分における段差は確認できなかったが，底版土工側の端部が沈下し，舗装表面にクラックが発生している箇所が見られたが緊急的な補修を必要とする程ではなく，車両通行には問題ない程度であった．また，底版側面のコンクリート表面に剥離している箇所が見られた．これは，地震による延長床版の橋軸直角方向の滑動によって起こったと考えられる．近傍の橋梁では，橋台部に段差が発生しており、摺り付け補修を行っている状況であった．鐙川橋の伸縮装置部，土工部舗装表面，底版側面コンクリート剥離箇所をそれぞれ写真－8，9，10 に示す．



写真－8　鐙川橋伸縮装置部



写真－9
クラック発生箇所



写真－10
底版側面剥離箇所

３．３　日野渡橋（宮城県登米市：三陸自動車道）

橋梁床版と延長床版の接続部分であるメナーゼヒンジ[5]部の舗装表面に微少なクラックが見られた．また，鐙川橋と同様に底版側面のコンクリートが一部剥離していた．日野渡橋の伸縮装置部表面，底版側面コンクリート剥離箇所をそれぞれ写真－11，12 に示す．三陸自動車道沿線上の橋梁については、後日改めて調査を行ったところ，伸縮装置の損傷，橋台部近傍の段差発生など，日野渡橋付近の橋梁とほぼ同じ傾向を示していた（写真－13）．



写真－11　日野渡橋伸縮装置部



写真－12
底版側面剥離箇所



写真－13
周辺の補修状況

３．４　現場打ちタイプからプレキャストタイプへの交換事例

東関東自動車道Ｔ橋は，現場打ちタイプの延長床版が使われていたが，地震による隣接盛土部の沈下が大きく，伸縮装置も損傷し，アスファルトで摺付け補修をしなくては走行できないほどの段差が発生した（写真－14）．底版の沈下により，延長床版と隙間（写真－15）が生じ，大型車両の通過時に延長床版と底版との叩き音が発生し，樹脂注入で緊急工事を行ったが問題が改善されず，工期短縮や再度沈下した場合のためにリフトアップ機能を有したプレキャストタイプへの交換となった．撤去作業中，沈下していない橋台上の底版前部（遊間部橋梁側）のみ擦れた跡があり，端部が壊れていた（写真－16）．これらの状況から，現場打ちタイプの版厚がプレキャストタイプよりも厚く，大きな自重による圧密沈下も関係していると推測された．



写真－14　伸縮装置部補修状況



写真－15　現場打ちタイプ沈下状況



写真－16　底版損傷状況

４　まとめ

本文は，自然災害からの安全確保に対応した道路技術として，延長床版システムプレキャスト工法についての機能・効果について述べた[5)]．

延長床版システムプレキャスト工法は，本来は伸縮装置を遊間部から土工部に移設させることで，車両走行による騒音・振動を低減させる工法であったが，東日本大震災後の延長床版施工箇所の現地調査の結果，伸縮装置周辺の路面段差が周辺橋梁と比較すると明らかに小さいことが確認できた（周辺橋梁部はほとんどが舗装の段差補修がされていたのに対し、延長床版部はクラック程度で補修はゼロであった）．これは延長床版システムプレキャスト工法の底版が踏掛け版として機能していた事と，プレキャスト化による軽量化が，地震による土工部の沈下で発生した段差や急な陥没を抑制できたものと考える．また本工法が有するリフトアップ機能は，自然災害での橋台背面盛土部の沈下に対して有効であると考える．

【参考文献】

1）塩畑英俊，窪田賢治，黒田建二，酒井修平，石川祐一，伊藤彰彦：延長床版システムの性能照査に関する検討，土木学会年次講演会，2006 年
2）新井恵一，佐藤弘史，平原伸幸，大石哲也：鋼単純桁橋における伸縮装置部段差が橋梁主構造及び車両に与える影響確認実験，土木学会年次講演会，2002 年
3）八谷好高，元野一生，伊藤彰彦，田中秀樹，坪川将丈：ＲＣプレキャスト版舗装による空港誘導路の急速補修，土木学会論文集 F，2006 年
4）八谷好高，松崎和博，坪川将丈，伊藤彰彦，山脇宏成，田中秀樹，横尾彰彦：高強度ＲＣプレキャスト版舗装の空港への適用性，国総研資料第 113 号，平成 15 年 9 月
5）東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領第二集（橋梁建設編）6－71 頁、平成 24 年 7 月
6）紫桃孝一郎，窪田賢司，塩畑英俊：橋りょうの延長床版システムの要求性能と照査方法，「EXTEC」No.76（高速道路調査会），2006 年

遊具周りの高弾性ゴム舗装「ウレタンパーソフト セーフティ」

○株式会社ＮＩＰＰＯ 北信越支店 技術課長　村上　浩
株式会社ＮＩＰＰＯ 技術研究所 副主任研究員 及川 義貴

１　まえがき

冒険や挑戦の機会を与える子どものための遊具は、子どもが興味を持って楽しめるばかりでなく、身体的、精神的な成長を大いに育むものである。しかし、冒険や挑戦には必ずリスクも伴うため、子どもが遊具からの転落により頭部を強打するといったことが考えられる。

子どもが遊具からの転落による頭部へ衝撃を緩和し、子どもたちを重大事故から守る、安心・安全な舗装「ウレタンパーソフト セーフティ（以下「セーフティ」)」を国土交通省 北陸地方整備局 国営越後丘陵公園事務所からの依頼により同公園の一部に適用したので、その概要を報告する。

２　越後丘陵公園の状況

本工法を適用するにいたった「国営越後丘陵公園」の『木製遊具』周りは、当初、天然芝が全面に敷き詰められていたが、人気のある遊具で大いに利用されたため部分的に裸地化が進み、場所によっては暗渠用の排水管が一部露出していたところもあった。

今回の補修にあたり芝の破損状態を確認したところ、① 遊具の着地点周辺（**写真－１**）、② 遊具に沿って保護者が歩行する部分（**写真－２**）、の２箇所を中心に芝がなくなっていることが判明した。このため、これらの箇所については、芝よりも耐久性があり、芝と同様に歩行感がよいものとして、弾力性のある材料を用いて補修することとした。



写真－１　破損状況①（遊具着地点）



写真－２　破損状況②（歩行部分）

３　遊具接地面の衝撃吸収

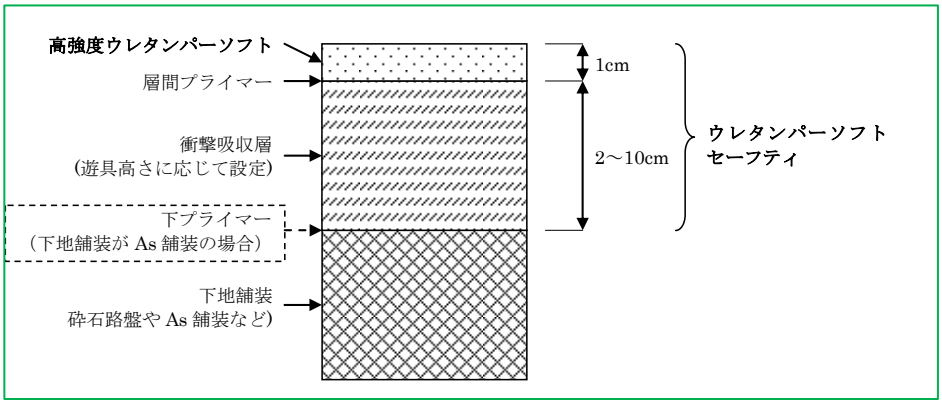
国土交通省の遊具の安全確保に関する指針[1)]には、転落による重度の障害あるいは恒久的な障害を最小限とするため、落下高さの最大値として幼児用では 2.0m 以下、児童用では 3.0m 以下が示されている。本公園の木製遊具の設置状態も当該指針[1)]を満足している。

一方、転落事故時の頭部打撲傷を評価する指標には、落下時の「最大加速度（Gmax)」と「頭部障害値（HIC)」があり、アメリカ等では、脳へのダメージが少ないとされる「Gmax が 200G 未満、HIC が 1000 以下」が基準化[2)]されている。また、同指針[1)]には、『安全領域にはラバーなどの衝撃

吸収材の使用について検討する』とあり、今回、芝に代わって採用したセーフティは、幼児用の遊具では 2.0m 以下、児童用の遊具では 3.0m 以下の範囲の落下高さで、Gmax および HIC を考慮した設計が可能な弾性舗装である。

４　セーフティの構造

セーフティは、図－１に示すように下層に再生黒ゴムチップウレタンの衝撃吸収層（2cm～10cm）、上層に高強度カラーゴムチップウレタン（ウレタンパーソフト；1cm）を積層した構造である（**図－１**）。衝撃吸収層は遊具からの落下高さ、衝撃吸収性を考慮し設定することが可能である。なお、衝撃吸収層の厚さが 5cm 以下の場合は、下地舗装として透水性アスファルト舗装が必要となる。



図－１　ウレタンパーソフト セーフティの断面例

５　セーフティの特徴

セーフティは現場施工型であることから、さまざまな遊具の形状にあわせて隙間なく施工できる。また、下層部分の衝撃吸収層（再生黒ゴムチップ）の厚さも自由に設定できるため、遊具の高さや落下時最大加速度に応じて適切な厚さで設計・施工することができる。**表－1**に転落時の衝撃吸収舗装として適用したセーフティと歩行部に適用したゴムチップ舗装（1cm 厚：ウレタンパーソフト（以下パーソフト））との比較を記す。

表－１　今回適用した2工法の比較

工法	タイプ	本公園の適用箇所	弾力性	耐摩耗性	褪色性	透水性	経済性	景観性
セーフティ t=3～11cm	２層構造 (高強度カラーゴムチップ層＋衝撃吸収層)	**遊具下**	◎	○	◎	◎	△	○
パーソフト t =1cm	１層構造(高強度カラーゴムチップ層)	**動線**	○	○	◎	◎	○	○

〈凡例〉◎：優れている、○：良い、△：やや劣る

セーフティは、衝撃吸収特性を生かして、①公園、多目的広場、幼稚園、保育園、学校の遊具周り、②屋内遊具施設の床面、を中心に適用することが望ましい。さらには、高齢者などの転倒が考えられる③福祉施設の床面、などへの適用可能性を有している舗装材である。

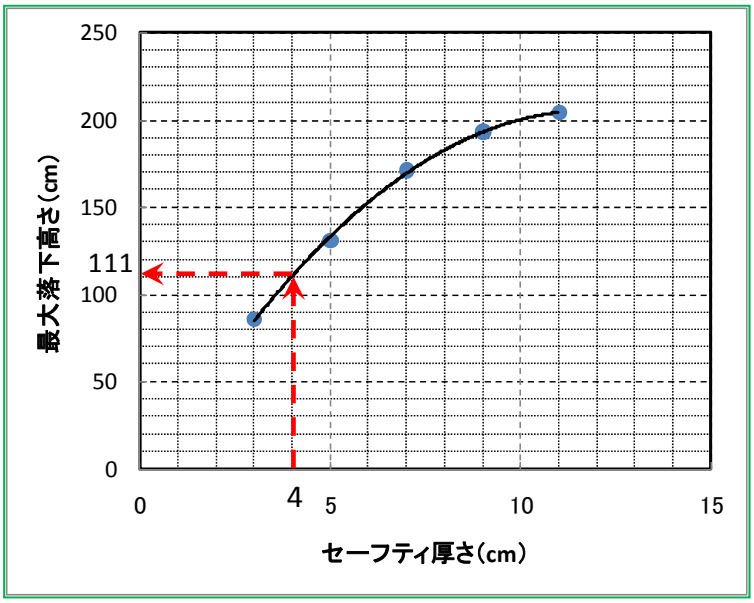
なお、雨に濡れると多少すべりやすくなるため、適用箇所には十分な検討が必要である。

６　厚さと落下高さ

セーフティの厚さと落下高さの関係を室内試験[2)]により確認（コンクリート床上）した。使用した試験機は三脚、落下錘、操作リモコンより構成されており、落下錘の落下により Gmax および HIC を測定するものである（**写真－３，４**）。試験の対象としたセーフティ供試体の厚さは 3、5、7、9、11cm であり、それぞれの供試体について Gmax＜200G かつ HIC≦1000 となる落下高さを求めた。室内試験結果を**図－２**に示す。



写真－３　頭部モデル落下錘



図－２　セーフティの厚さと最大落下高さの測定結果



写真－４　HIC 測定用三脚

この結果を用いることで、ある遊具において設定した落下高さから、遊具周りに設置するセーフティの推奨厚さを決めることができる。実際には、路盤や路床の状態などにより多少値が前後するため、安全側の施工厚さが推奨される。

当現場では、指針[1)]の 3m 以下に設置されていることから、さらに安全面を付加する試行的な位置づけとしての衝撃吸収材を設置するため、初期コスト面を考えて本工法の施工厚さは 4cm とした。

このセーフティ厚さ 4cm における最大落下高さ（室内測定結果）は**図－２**から 111cm となる。

７　施工事例

『国営越後丘陵公園』の「木製遊具」周りに２０１３年の４月に施工した事例を示す（**写真－５，６**）。表層のパーソフトについては、歩行部分はベージュと黒の混合、セーフティ部分については赤と黒の混合としている。単色ではなく黒を混ぜたのは、周囲の景観との調和を図り落ち着いた風合いを持たせることを意図したためである。施工終了後、セーフティとパーソフトについて HIC が 1000 となる落下高さを現地において測定した。結果を**表－３**、測定状況は**写真－７**に示す。



写真－５ 衝撃吸収層（再生ゴムチップ）の施工

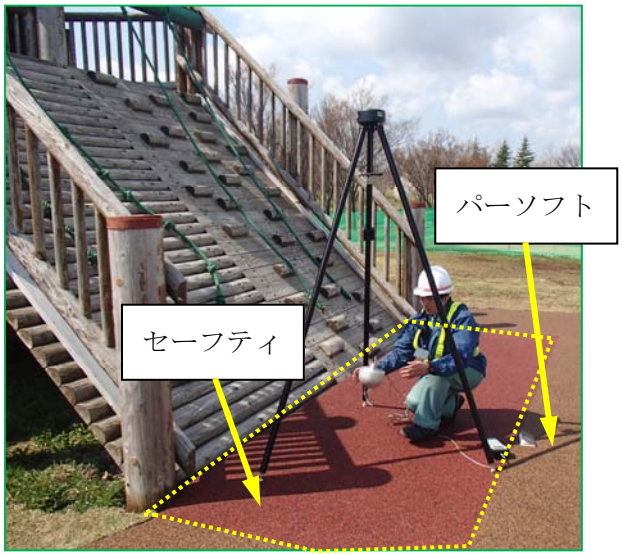


写真－６　表層（カラーゴムチップ）の施工

表－３　現地測定結果（cm）
（HIC=1000 となる落下高さ）

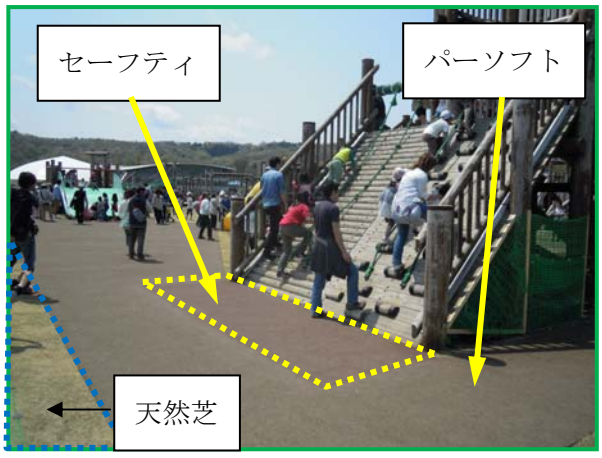
	セーフティ	パーソフト
1	128	56
2	126	50
3	134	64
平均	129	57

注）Gmax は、いずれも 200G 以下であった。



写真－７ HIC 測定状況

現地における測定結果は、**図－２**に示した室内測定結果におけるセーフティ 4cm で得られた落下高さである 111cm より安全側であり、国土交通省の指針[1)]と相まって、さらなる安全性が確保されていることが確認された。



写真－８ 使用状況（２０１３年５月）

８　あとがき

遊具からの転落に対してさらに安全を期すべく開発したゴムを用いた舗装を越後丘陵公園に適用した事例について述べた。弾力性のある舗装材としては他に土系、木質系等があるが、いずれも遊具周りに適用した場合部分的に激しい摩耗を受けるため耐久性に欠ける傾向がある。今後、本工法をさらに遊具周りに設置することは、１人でも多くの子供たちにさらなる安全を長期的に提供できる一助となるものと考えている。なお、本工法の設計・施工においてご尽力いただいた国土交通省 北陸地方整備局 国営越後丘陵公園事務所を始めとする関係各位にこの場を借りて感謝いたします。

『参考文献』　１）都市公園における遊具の安全確保に関する指針,平成 20 年 8 月,国土交通省.
２）ASTM F 1962,「Standard Specification for Impact Attenuation of Surfacing Materials Within the Use Zone of Playground Equipment.」, 2004.

スキッドレスシリーズ（滑り防止工法）

愛宕商事株式会社　建築事業課　○栖原　八朗
（株）ニーズインターナショナル　　矢澤　洋一
（一社）北陸地域づくり協会　　市村　浩二

１．はじめに（開発経緯）

近年の社会活動の場では様々な床材が使用され，使用環境によっては転倒事故による死傷の恐れがあり，安全性の向上が大きな課題となっている。この課題に応えるために開発したのが，この「スキッドレスシリーズ」である。

開発のスタートはタイル・石材専用の滑り止め処理剤「スキッドレス」で，既に全国で 5,000 件以上の施工実績がある。しかし，近年はタイル・石材以外の床にも対応できないかとのニーズも多く，あらゆる床材に適応する新たな工法が求められた。長年の研究開発の結果，木床・金属床・化学系床・塗床・コンクリート床などあらゆる床材をコーティングによって滑りにくくする防滑工法（スキッドレスコート）を実用化した。これらの工法をシリーズ化することにより，あらゆる床材に最適な滑り防止工法の選択が可能となった。

本工法はあらゆる床の滑りによる転倒事故を未然に防止するもので，社会活動の基本となる床の安全性や快適性の向上に資することを目的としている。

２．転倒事故の現状

表－１に示すように，近年は不慮の事故のうち転倒・転落による死亡者数が交通事故による死亡者数を上回ってきている。また，転倒・転落事故の死亡者数の約６割（３千人～４千人）がスリップ，つまづきなど同一平面上での転倒事故による死亡となっている。交通事故に対しては，さまざまな対策が行われているのに比べ，転倒事故に関してはその実態も十分には把握されておらず，抜本的な対策がほとんどなされていないのが現状である。

表－１　不慮の事故の死因簡単分類別にみた死亡数　－平成16～22年－

	H16	H17	H18	H19	H20	H21	H22
交通事故	10,551	9,970	9,048	8,268	7,499	7,309	7,222
転倒・転落	**6,412**	**6,443**	**6,601**	**6,951**	**7,170**	**7,312**	**7,517**
溺死	5,584	6,224	6,038	5,966	6,464	6,435	6,948
窒息	8,645	9,221	9,187	9,142	9,419	9,401	9,879
火災	1,396	1,621	1,509	1,455	1,452	1,364	1,338
中毒	759	872	873	855	895	978	862
その他	4,846	5,436	5,014	5,329	5,254	4,957	6,966
総数	38,193	39,787	38,270	37,966	38,153	37,756	40,732

厚生労働省　人口動態統計の概況より

３．新技術の概要

３．１　従来技術の問題点

タイル床・石材床以外では効果的な防滑処理方法が無く，一般的に**写真－１**に示すように滑り止めマットなど敷物を敷設して対応している。しかし，この方法には

① 初期費用及びメンテナンスコストが高い。

② 既設の床を覆うように敷設するため，意匠・景観を損なう。

③ 段差，めくれ，ずれが生じるため転倒事故の恐れがある。

などの欠点も多いため，未対応の施設も多いのが現状である。



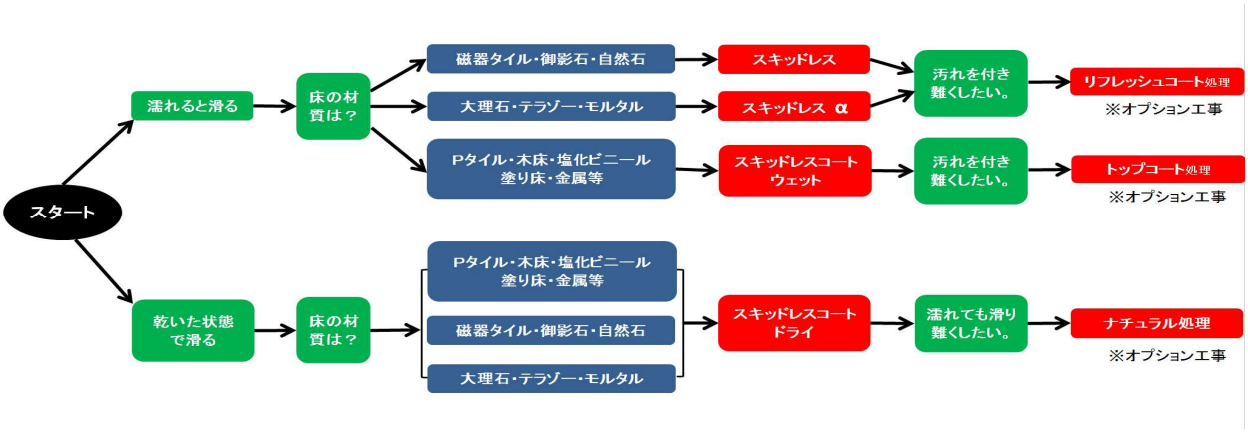
写真－１ 従来技術（マット）

３．２ スキッドレスシリーズの編成

滑りやすいタイル床や石材床は化学的に防滑処理する技術は既に実用化されているが，木床・金属床・化学系床・塗床・コンクリート床など化学反応が起きない床材には効果的な防滑技術は無かった。本技術は，これらの床材表面をコーティングすることにより意匠・景観を損なうことなく滑りにくい床材表面に変える画期的な工法である。**表－２**にスキッドレスシリーズの工法一覧を示す。また、**図－１**に床の状態や材質などに対応した工法の選択フローを示す。

表-２ スキッドレスシリーズ工法一覧

スキッドレスシリーズ	状　態	材　質	処理方法
スキッドレスコートドライ	乾燥・湿潤（水滴状態）	木床・金属床・化学系床・塗床・コンクリート床他	コーティング処理
スキッドレスコートウェット	湿潤状態（滞水状態）		
スキッドレス	湿潤状態（滞水状態）	タイル床・自然石床	化学処理
スキッドレスーアルファ	湿潤状態（滞水状態）	大理石・テラゾー・コンクリート床	



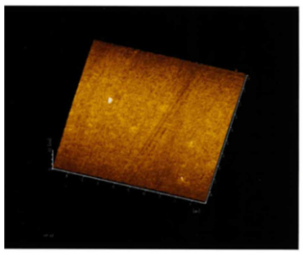
図－１ 工法選択フロー

３．３ 新技術の特徴

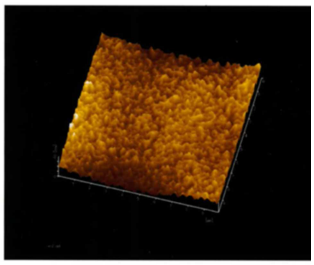
新技術はコーティング剤（シリコーンレジン）の有する耐候性，耐摩耗性，密着性，防汚性などの優れた特徴を残し，**写真－２**に示すように被膜表面に微細な凹凸を形成させることで防滑性を有するコーティング被膜に変え，防滑処理を行う技術である。

不特定多数の人々が利用する公共施設などでは，滑りやすい床での利用者の転倒事故が大きな問題になっている。新技術は経済性に優れ，意匠・景観を損なわず，段差や違和感が無く，滑りやつまず

きによる転倒事故を未然に防止できるため安全・安心な環境が確保される。



処理前



処理後

写真－２　被膜表面の顕微鏡写真

４．施工条件及び特に効果の高い適用範囲（スキッドレスコートの場合）

４．１　施工条件

①外気温５℃以上で，降雨・降雪の影響を受けずコーティングする床素材表面が結露しないこと。②塗布から硬化（５℃以上で５時間，20℃以上で３時間）するまでの間，床材表面の乾燥状態を維持できること。③作業員が普通に立ち入って作業できる空間があること。

４．２　特に効果の高い適用範囲

①湿潤状態で滑りやすくなっている床面。②床の表面素材が化学系（P タイル・長尺塩ビシートなど）のもの。③滑り防止を特に必要とする施設の出入り口（公共施設・福祉施設など)。

５．施工単価

スキッドレスシリーズの施工価格は各工法全て同一単価で、公示している施工単価を**表－３**に示す。

表－３　スキッドレスシリーズ施工単価（材工とも）

面　　積	10～33 ㎡	34～100 ㎡	101～330 ㎡	331～㎡
施工単価（㎡当り）	4,500 円	4,000 円	3,500 円	3,000 円

10 ㎡未満の場合は，一律 45,000 円となる。

下記の場合は，別途積算となる。

①　施工する床面の汚れ（既設ワックスも含む）が甚だしく，洗浄しなければならない場合。

②　施工時において特別の養生が必要な場合や，複雑な形で施工しにくい場合。

③　施工場所が遠隔地や，施工が早朝・深夜になる場合。

６．施工方法

スキッドレスコートドライの場合の作業手順は下記のとおりである。また，その施工状況を**写真－３**に示す。

①作業に伴う周囲の汚損防止のため，適切な養生を行う。②コーティング剤を塗布する床面を洗浄（既存ワックス剥離も含む）し，完全に乾燥させる。③プライマーを均一に塗布する。④プライマーの指触乾燥（1 時間以上）を確認後，コーティング剤を塗布する。⑤塗布後は，所定の硬化乾燥養生をする。⑥硬化被膜を目視確認し，不良個所があれば再塗布など適切に対処する。⑦養生を撤去する。



① 養生作業



② 洗浄作業



③ プライマー塗布



④ コーティング剤塗布



⑤ 養生（硬化・乾燥）



⑥ 養生撤去

写真－３ 施工状況

７．おわりに

スキッドレスシリーズによる防滑工法は，あらゆる床面の防滑処理が可能であり，安全で安心な環境の確保ができる。公共工事・施設への適用をはじめ，これからの高齢社会を踏まえると，一般の商業施設・福祉施設・病院・住宅環境など広範囲にその活用が望まれる。

防滑処理の必要性や効果の確認は，これまでは滑りやすさを人の感覚で評価する官能検査に基づいていたが，現在は**写真－４**に示すように独自に開発した測定機器により滑りやすさを数値化し，客観的な確認を行っている。数値化したデータの事例を**表－４**，測定イメージを**図－２**に示す。

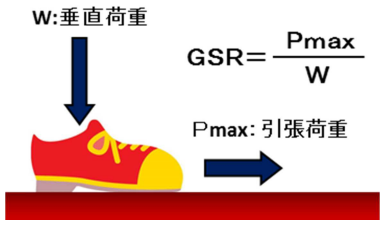
近年の床材は種類も多く日々進化しているため、十分な防滑効果を得るためには床材に適したスキッドレスシリーズの選択が非常に重要となる。そのため，工法の決定にあたっては，現場において必ず試験施工を行い防滑効果を確認・検証する必要がある。



写真－４ 測定機器

表－４ データ事例

試験月日	2012/12/18	
素 材	磁器タイル	
処 理	スキッドレス処理	
状 態	水濡れ（湿潤）状態	
	処理前	処理後
引張荷重	1.75	2.98
垂直荷重	5.25	5.25
GSR	0.333	0.568



図－２ 測定イメージ

第2会場

第Ⅳグループ

新潟市中部下水処理場における消化ガス発電の取組み

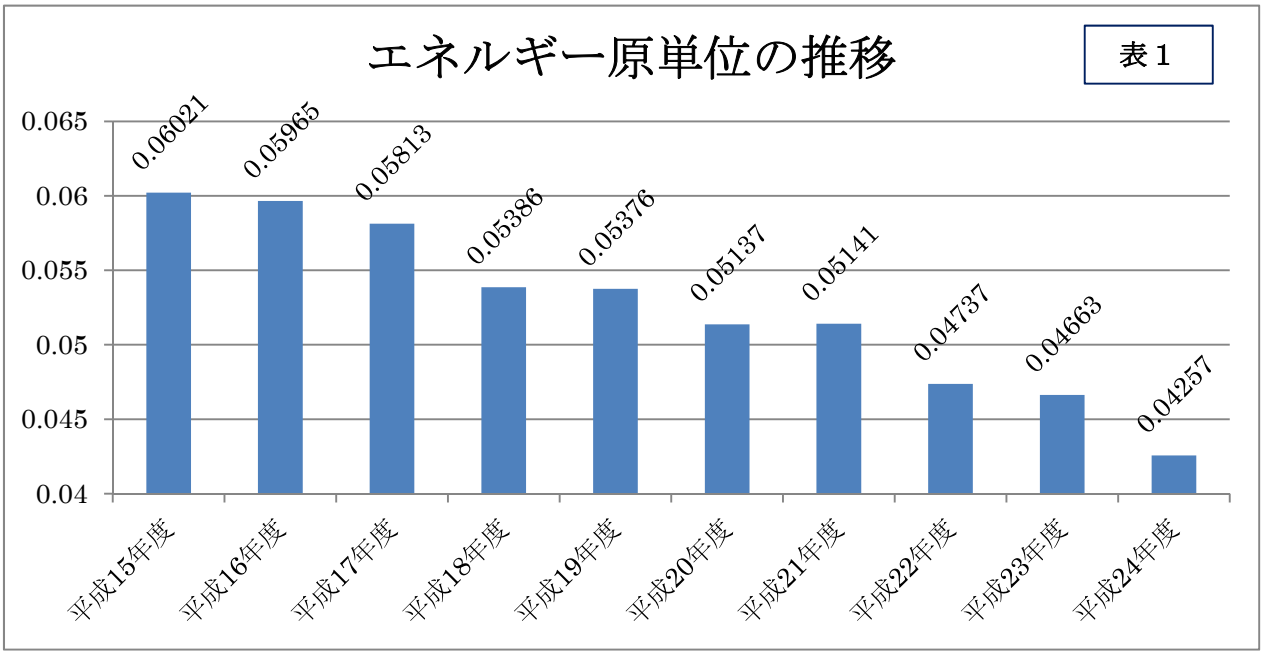
新潟市下水道部下水道管理センター施設管理課
主幹　山本茂浩

1.　はじめに

新潟市中部下水処理場における消化ガス発電の取組みについて、導入に至るまでの経緯と現在稼働中の消化ガス発電設備並びに下水以外のバイオマスとの混合消化実証実験をご紹介し、最後にその他の再生可能エネルギー活用事例と今後の課題と可能性について報告する。

2.　処理場における省エネルギー化

本市の下水処理場で最大規模の中部下水処理場は、平成 15 年に第一種電気管理指定工場に指定されたことを契機に省エネルギー対策を本格的に実施してきた。その結果、表 1 のとおり平成 15 年度に比較して平成 23 年度には約 30%ものエネルギー原単位を削減することができた。この間、不要照明の消灯や換気ファンの間欠運転などに始まりプラント設備更新時の省エネモータ採用やインバータ方式の主ポンプ採用などの他、運転方法の変更による省エネ運転などハード・ソフト両面で多くの省エネ対策によるエネルギー削減を行ってきた。



※下水処理場のエネルギー原単位＝エネルギー原油換算量(kl)／高級処理水量(千㎥)

今後は、これまでの省エネ対策の継続と新たな対策の模索を続けて行くと同時にエネルギーを創り出すことによる地球温暖化対策や電力需給安定化の一助として新たな役割が求められている。

3.　下水汚泥の処分と消化ガスの有効利用

中部下水処理場では、平成 8 年度に船見下水処理場の脱水汚泥の減量化を目的に汚泥焼却施設を建設し昨年度まで稼動してきたが、平成 20 年度に施設の老朽化と共に温室効果ガスの排出量削減のため、施設の更新、施設の大規模修繕および高温焼却化、施設の廃止について総合的に検討した。

その結果、汚泥焼却施設を廃止し脱水汚泥の処分を民間事業者へ委託することが最もコストが少なく済むとの結論を得た。

このことにより、これまで汚泥焼却施設や消化槽加温ボイラーの燃料として利用してきた消化ガスを全て発電に利用することで、電気料金と温室効果ガスを大幅に削減することが可能となり、平成 25 年度のエネルギー原単位は、対「平成 24 年度」比で約 20%削減を見込んでいる。

4. 消化ガス発電設備の選定と全体システム

消化ガス発電設備を導入するにあたり、ガスエンジン・小型ガスエンジン・マイクロガスタービン・燃料電池・ロータリーエンジンなどについて比較検討を行ってきたが、機能性・維持管理性・環境負荷・コスト・実績(信頼性)を総合的に判断し、本処理場に最も適したガスエンジンに決定した。

発電出力等は、過去の消化ガス発生量から安定して発電可能な容量（夏季は低下する）とし、2 台設置することで定期点検時や故障などの設備停止時においても 1 台は稼動するため電気の基本料金低減が図れる。（設備概要は、表 2 の通り）

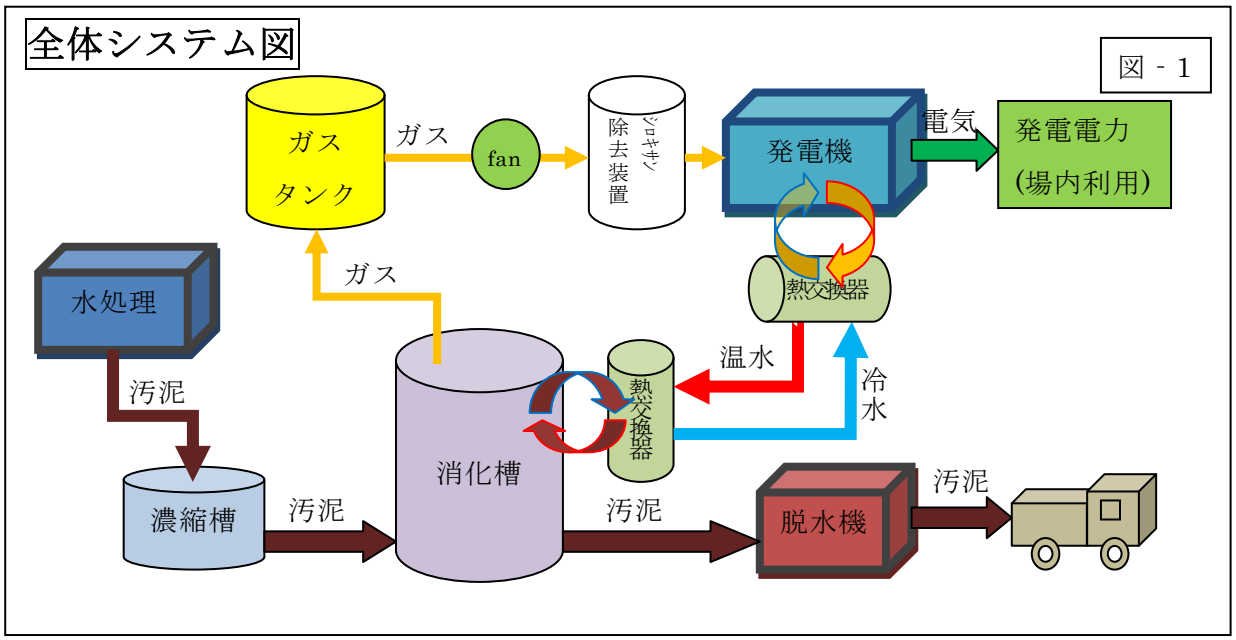
消化槽の加温を含めた全体システムは、図 1 の通りとなっている。消化ガスのフローは、消化槽から発生する消化ガスをガスタンクに貯留し、ガスブースターファンで昇圧した後に除湿したガスをシロキサン除去装置によりガスエンジンに有害なシロキサンを取り除きエンジンの燃料として供給する。

表 2

項目	概要
原動機	ガスエンジン 水冷 4 サイクル電気点火式
発電機	三相交流同期発電機
出力・電圧	280ｋｗ・6600Ｖ
発電効率	約 33%
総合効率	約 75%
台数	2 台
消化ガス必要量	6,300Ｎ㎥／日
附帯設備	シロキサン除去装置 廃熱回収ユニット ラジエータなど
建設費	約 10 億円

全体システム図

図 - 1



また、消化槽加温のフローは、エンジンのウォータージャケットから発生する熱と排気ガスから出る熱を熱交換器で回収し冷水を加温して消化槽へ移送する。発電機側より移送されて来た温水を消化槽内の汚泥と熱交換し消化槽を加温する。このように、以前は消化槽の加温用に必要だったボイラーが不要となるため、エネルギー効率の面からも地球温暖化対策の面からも大変有効な施設と考えている。

本施設は、新潟県内初の消化ガス発電本格稼動施設として平成 25 年 1 月より運転を開始しており、下水汚泥を利用したバイオマス発電としては県内最大の総発電出力 560kw となっている。

年間発電量は、440 万 kwh を見込んでおり、これは施設が設置されている中部下水処理場の年間使用電力量の約 40%を発電することとなる。これにより、年間約 5,000 万円の電気料金と温室効果ガス約 2,400t-CO2 が削減できる予定となっている。

中部下水処理場の消化ガス発生量は、年間２００万㎥を超えており消化ガス発電設備が必要とするガス量は発生しているが、夏季にガス発生量が低下するため年間の稼動率は 90%程度と考えている。

5. 下水以外のバイオマスとの混合消化実証実験

この実証実験は、新潟市内の公園や道路などで発生する刈り草などの未利用(低利用)バイオマスを中部下水処理場で発生する濃縮汚泥と混合消化した場合に発生する消化ガスの増加量やガス成分の変化などを調査研究すると共に、これに伴う脱水汚泥量の増減や性状を確認することにより、事業化に向けた課題を整理し下水道施設の多角的な利用を促進するためのものである。

この実証実験は、「稲わらを用いた混合消化」で実績のある国立大学法人長岡技術科学大学との共同研究で実施しており、今回、刈り草に着目した理由は、①刈り草の収集運搬に要する追加費用が不要であり、②刈り草の処分を行っている者の協力が得やすい、③消化ガス発生量の低下する春から秋にかけて消化ガスを増量することで不足分を補える、④混合消化する前の可溶化処理が不要になる、など多くの優位点があることから実験の対象とした。

大学との契約期間は、施設建設も含めると平成 24 年 6 月から平成 25 年 3 月までとなっているが、実質的な研究期間は平成 24 年 9 月から平成 25 年 3 月までの約６ヶ月間に中部下水処理場内の刈り草を用いて実験した。

昨年度の実験では、実験用の消化槽（５００ℓ）を 2 槽用意して、1 槽には濃縮汚泥（重力濃縮：余剰汚泥＝３：２）だけを消化する通常の消化槽(対照系)、もう一方には濃縮汚泥に刈り草を加えた消化槽(テスト系)を再現し 20 日間の消化日数でガスの発生量などを比較する手法により刈り草を投入した場合の効果と課題を確認した。この際に、投入する刈り草を濃縮汚泥量（重量）に対し約 5%(実験①)と、その倍の約 10%(実験②)の 2 種類の実験を行いました。刈り草は、9 月頃に場内で刈り取ったものを袋詰めし冷暗所に保管して、使用する際に約 5cm 程度に裁断し濃縮汚泥と混合して消化槽に投入した。

まず実験の本格実施前に、刈り草を消化するための菌群を育成する馴致という操作を約 1 ヶ月間行いガスの発生倍率から馴致の完了を確認した。その後、実験①を約 3 ヶ月間実施し、安定したガス発生量を確認できたため 1 月上旬に終了した。引き続き、実験②を約 2 ヶ月間実施したが、安定

したガスの発生が確認できず思うような結果は得られなかった。

今回の実験の結果、稲わらなどと違い刈り草は、混合消化前の可溶化が不要であり、濃縮汚泥と混合して消化槽へ投入するだけで消化は可能であったため、バイオマスからエネルギーを得るためにエネルギーを使用するというようなことは刈り草については必要無く、エネルギーを取得するためには有効なバイオマスと言える。また、発生ガス量は、約 5%程度の投入量でコンスタントに 1.5 倍程度まで増加することが解かった。しかし、約 10%の投入量では、消化が安定しなかったため正確なデータが取れなく 10%程度が限界ではないかと思われた。消化ガスの成分については、対照系に対しテスト系はメタン濃度が 62%から 60%と 2%程度低下したが、このことが混合消化の影響なのかはもう暫く継続調査する必要がある。この他、硫化水素濃度は、本処理場では微量しか検出されてなかったことから、テスト系での検出も殆んど見られなかった。

今年度は、本市で管理している公園や道路脇の刈り草などを用いて同様の実験を行うほか、その他のバイオマスの混合消化を実験するため実験用消化槽を 1 槽追加する予定である。また、刈り草などを消化槽に投入するための破砕機の確認試験も予定している。

6. その他の再生可能エネルギー活用事例と今後の課題

新潟市における再生可能エネルギーの活用については、太陽光発電や風力発電などの他、BDF 燃料の利用、間伐材を利用した木質ペレットの燃料化、農業水路を利用した小水力発電など官民あげて様々な取組みを行っている。

中部下水処理場においても、既に紹介した消化ガス発電のほか太陽光発電(出力 15kw)を平成２４年２月より稼動し、1kw 当り年間約 1,190kwh を発電しており、太平洋側と同程度の発電ができたことから雪国新潟においても十分に有効な施設と考えられる。

今後は、現在稼動中の消化ガス発電施設の安定的かつ効率的な運用に加えて、年間稼動率向上のために刈り草などを用いた混合消化による消化ガスの増量、発電機の増設も考えた飲料粕などの食品残渣等も用いた消化ガス量の増量などが考えられるが、コスト面や法的手続きなどによる実施時期の遅れなど解決すべき課題は多い。

港湾工事におけるコンクリートがらのリサイクル

株式会社本間組　土木事業本部 技術部　係長　　○本間　義信
東北支店　土木部　　副参与　　千葉　智弘
土木事業本部 土木部　主任　　清水　貴夫

1　はじめに



写真－１　ケーソン式防波堤被災状況(例)

東日本大震災に見られる様に地震に伴う津波や高潮など港湾施設の設計波高を超える異常波浪により、港湾や漁港の防波堤ケーソンが捨石マウンドから傾斜滑落し、あるいは転倒により防波堤として機能しなくなるケースが被災各地で見られた。港湾復旧工事では、上部コンクリートについては破砕撤去、ケーソンについても健全性が保たれていない場合は、破砕、撤去、及び中詰材の回収が行われている。この様に港湾構造物が被災を受けると、復旧への過程で大量のコンクリートがらが発生し、これらの処分方法が課題となっている。

一方、東北地方では、震災復興に向けた工事の増加に伴い建設資材の安定確保が難しく、復旧工事の進捗に影響を及ぼしているのが現状である。したがって、震災ガレキや津波堆積土砂等の再生利用について、多くの検討がなされ、リサイクル材料の利用促進と用途の拡大が望まれている。

本報では、資源循環型社会の形成に向けた一つの取り組みとして、東日本大震災により被災したケーソン式防波堤の復旧工事において、ケーソン中詰材として建設副産物であるコンクリートがらのリサイクル材（復興資材）と産業副産物である銅スラグを有効利用した実績を報告する。

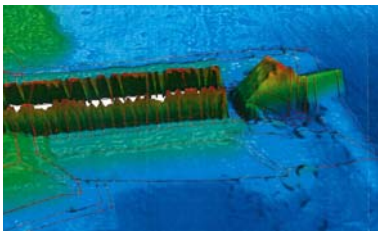
2　工事概要

本工事は東日本大震災で発生した大津波により被災を受けたケーソン式防波堤の復旧工事である。

2．1　工事名、発注者

工事名：宮古港出崎地区出崎防波堤(2)災害復旧(23 災 139 号)工事

発注者：岩手県沿岸広域振興局



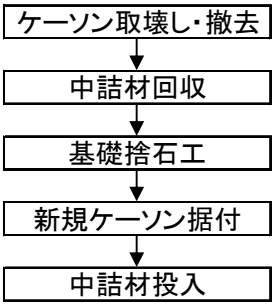
図－１　防波堤被災状況
（水中部音響測深）

2．2　被災状況

防波堤被災状況を図－１（水中部の音響測深画像）に示す。被災ケーソンは来襲した津波により堤頭部の２函が滑動し､転倒した状況であった。

2．3　施工手順

施工フローを図－２に示す。ケーソン取壊し撤去、中詰砕石（C-80）回収、基礎マウンド復旧の後、新規にケーソンを据え付ける。その後、回収した砕石（C-80）と新規購入材(C-80)を中詰材として投入する計画であった。



図－２　施工フロー

3　施工上の課題

新規購入材が運搬用ダンプトラックの不足、ストックヤードや積み出し岸壁が確保できない等の理由により、調達が困難な状況であった。

一方、現場周辺には震災ガレキと称されるコンクリートがら（一般住宅基礎等）を原料とした再生砕石（RC-40）が大量に発生していた。被災地においてはこれらを復興資材として活用するため、用途の拡大と利用の促進が望まれていたことから、本工事における中詰材への適用について検討を実施した。主な検討内容を以下に示す。

（１）中詰材の単位体積重量の確保

第一段階として中詰材には回収した砕石C-80と再生砕石RC-40の混合材の適用を検討した。ケーソン中詰材の設計単位体積重量(2.04t/m^3)を満足することが求められたが、事前検討により混合材では間隙比が大きいため、所定の値を満足できないことがわかった。従って、混合材の間隙以下の粒度で比重の大きい混合材が必要があった。

表－１　銅スラグの性状[1)]

化学組成（主成分）	鉄(FeO) シリカ(SiO2)
粒子密度	3.6g/cm^3
かさ比重	2.0g/cm^3
粒度	0.3～3mmに集中

一方、現場周辺では津波による浸水で用途がなくなった銅スラグが仮置きしてあり、これに注目した。銅スラグの性状について、表－１に示す。

机上検討の結果、粒度、比重から混合材として満足すると判断し、比重確認試験の実施結果から適否について判断することとした。

（２）環境影響

銅スラグを使用する場合の周辺環境への影響については、一般的に周辺海域へのｐＨの影響がないことや、有害物質の溶出についても環境基準値以下であることが紹介されている[2)]。

４　比重確認試験

試験では実際の使用材料を用い、所定の材料比率で中詰材として要求されている設計単位体積重量の許容範囲を満足するかを確認した。

（１）設計単位体積重量、許容範囲

設計単位体積重量は飽和重量で、1.937～2.039t/m^{3}の範囲に規定されていた。

（２）使用材料（写真－２参照）

ａ）被災ケーソンより撤去した中詰材：砕石 C-80

ｂ）コンクリートがらを再利用した復興資材：再生砕石 RC-40（相当品）

ｃ）現地で調達した再生材：銅スラグ



写真－２　使用材料

（３）試験方法

１ｍ^{3}容器を使用し、総重量を秤で計測し、飽和状態での中詰材の単位体積重量を求めた。

試験は施工時と同様に、水を張った容器に砕石 C-80 を 70%（全中詰材使用量に対する中詰撤去材 C-80 の再利用可能量比率)、再生砕石 RC-40 を 20%投入し、排水後に残りの銅スラグ 10%を投入の後、敷き均しを行った。

なお、これらの割合は気中のかさ容積の比率で、事前の



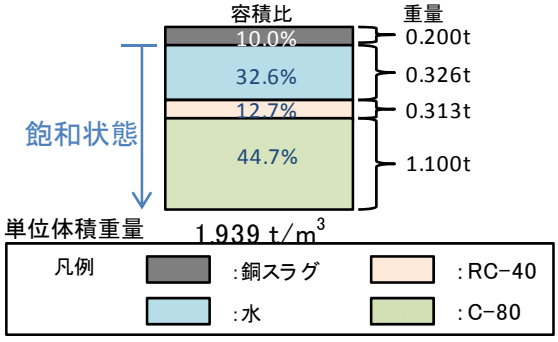
RC-40　　銅スラグ

写真－３　比重確認試験状況

机上検討で得られた割合とした（写真－３参照）。

（４）試験結果

飽和時の単位体積重量の計測結果から、γ＝1.939t/m^{3}となり、目標の範囲を満足した（図－３参照）。



図－３　現場比重試験模式図及び結果

５　コンクリートがらの有効利用に向けた確認試験

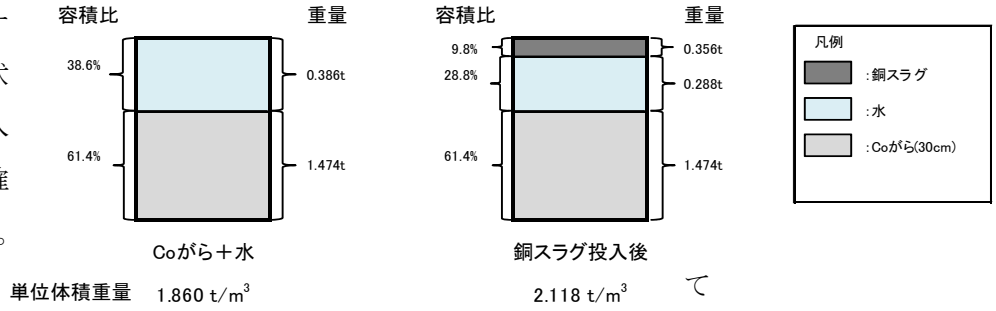
現場付近の仮置場には、被災ケーソンから発生した30cm大のコンクリートがらが多くストックされている。今回の施工においては、中詰材として使用しなかったが、これらのケーソン中詰材への利用可能性について検討するため確認試験を実施した。概要を以下に示す。



Coがら　　銅スラグ

写真－４　有効利用試験状況

コンクリートがらを水を張った容器にいっぱいになるまで投入し、単位体積重量を確認した。この状態での単位体積重量はγ＝1.860t/m^{3}であり、このままではケーソン中詰材への条件は満足しない。次にこの状態で銅スラグを上方より投入した。投入過程において、コンクリートがらの空隙への充填状況を観察し、所定量投入の後、単位体積重量を確認した（写真－４参照）。銅スラグの充填については目詰まりする状況もなく容易に投入できることが確認できた。銅スラグ投入前後の単位体積重量の変化を図－４に示す。

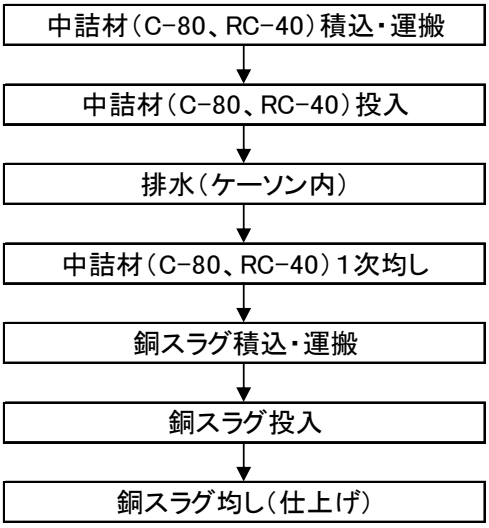


図－４　有効利用試験比重変化模式図

銅スラグ投入後の単位体積重量はγ＝2.118t/m^{3}であり、銅スラグの投入量調整により単位体積重量を調整することが可能であることが確認できた。

６　施工

中詰材の施工はケーソン着底後、図－５のフローで実施した。施工状況を写真－５に示す。



図－５　中詰材施工フロー図

C-80とRC-40を陸上の積み出し岸壁まで運搬した後、ガット船に積込み、海上運搬した。その後、枡内に投入した。C-80とRC-40が既定の高さまで投入されたことを確認した後、一次均しの施工性を確保するため、枡内の水位を中詰材の天端まで低下させた。中詰材の一次均し完了後、銅スラグをガット船により、積込・運搬および投入を行った。投入はグラブバケットを使用したが、粒径が細かく、比較的単粒であるため、投入量調整が容易で施工性は良好であった。仕上げ均しは人力で行ったが、非常に作業がし易く施工性が良好であった。


中詰材積込み


中詰材投入


投入高さ確認


排水


中詰材１次均し


銅スラグ投入


均し仕上げ


中詰材完了

写真－５　中詰材施工状況

７　結果と考察

①新規購入材 C-80 の代替として､比重の小さい再生砕石 RC-40 だけでは設計単位体積重量を満足しないため、比重の大きい銅スラグを併用することを提案し、比重確認試験を実施した。結果から、比重の大きい銅スラグの混合による中詰材の比重調整機能が確認され、実施工においても期待通りの結果が得られた。

②被災ケーソンから発生するコンクリートがらの有効利用を視野に実施した確認試験結果より、30cm 大のコンクリートがらと銅スラグの混合材を中詰材として使用する場合、中詰材の比重は銅スラグ(真比重 3.6)を空隙に充填させることで調整可能であることが分かった。ただ、コンクリートがらの粒径の大小により空隙の状況も変化すると考えられるため、コンクリートがらの大きさと銅スラグの充填状況に留意する必要がある。

③施工上の付加的な成果として、銅スラグの投入時にはグラブバケットを用いたが、粒径が細かいため、投入量の微調整が容易であったこと。銅スラグ粒子が細かいため人力での均し作業における施工性が良好であったことが挙げられる。

④建設副産物、産業副産物を海洋構造物に用いる場合、漁場等の周辺環境への影響を考慮する必要があり、環境保全上支障を生じないことが前提である。ⅰ）周辺海域へのｐＨの影響が無いこと、ⅱ）有害物質の溶出等を確認する必要がある。

８　おわりに

今回の工事において、コンクリートがらや銅スラグといった建設廃棄物、産業廃棄物からなる資材を港湾工事において有効かつ効果的に利用できたことは、資源循環型社会の形成に向けた一つの取り組みが実証されたと考えられる。東北地方では､震災復興に向けた建設資材の安定確保の観点からも、今後、リサイクル材料の利用促進と用途の拡大が望まれている。必要なニーズに対応できるよう、このような実績を積み重ねていきたい。

参考文献・・・１）銅スラグ(CUS)の基本物性試験報告書、三菱マテリアル㈱、
２）港湾・空港等整備におけるリサイクル技術指針、H16.3.25、港湾・空港等リサイクル推進協議会

泥土リサイクル技術「ボンテラン工法」

株式会社廣瀬　土木部長　　佐々木　和則

1　はじめに

ボンテラン工法（以下，本工法という.）は泥土リサイクル技術として，建設汚泥や浚渫土砂等の泥土にボンファイバー（古紙破砕物）と固化材を添加・混合することにより，優れた強度特性や高い耐久性を有する改良土（以下，ボンテラン改良土という.）に再資源化する工法である[1)].

北陸地方においては，河川の浚渫工事や日本海沿岸東北自動車道関連工事における場所打ち杭工事から発生する建設汚泥等において数多く採用されている．さらに，新潟県中越地震においても，迅速な災害復旧に貢献したとして高い評価をいただいた.

ところで，ボンテラン改良土は，強度特性・変形特性の観点から地震対策用地盤材料としての効果について発注者および学会等から評価を得ていたが，東日本大震災において，震災以前に本工法により施工した河川堤防等に全く被害を受けていないことが確認された．その結果，関東地方整備局主催の平成 23 年度建設技術フォーラムで「東日本大震災で効果のあった技術」として応募総数 165 件の中から 6 技術の一つに選定された.

ここでは，本工法の緊急性の高い土砂災害現場での適用例および東日本大震災での地震対策用地盤材料としての有効性について報告する.

2　施工手順

本工法の施工手順を簡単に記述すると以下のようになる.

①撹拌槽もしくは土砂ピットに溜めた泥土は図-1(a)に示されるように液性としての挙動を示すものもある.

②この状態の泥土に吸水性の高い新聞等の古紙であるボンファイバーを図-1(b)に示すように投入・撹拌すると，土粒子の周りの自由水がボンファイバーに吸水され，見かけの含水比が低下する．本工法では泥土に対する含水比毎のボンファイバー添加量を設定している.

③再利用用途に応じた強度を発現させるために図-1(c)に示すように固化材を投入・撹拌する．固化材添加量は，実際の泥土を用いた配合試験を実施して決定する.

以上の工程により，図-1(d)に示すようにボンテラン改良土として再資源化される.



(a)　(b)　(c)　(d)

図-1 施工手順

3　芋川河道閉塞緊急対策工事

平成 16 年の新潟県中越地震では震度 6 強の地震が発生し，住宅や道路・鉄道・河川施設などで大きな被害が発生するとともに，土砂崩れにより芋川河道閉塞が生じ，大量の軟弱泥土が発生した [2)]．本現場に限らず,いずれの土砂災害現場でも迅速な災害復旧作業には大型重機の使用が不可欠であるが，泥土が邪魔になり重機が現場に入り込めず妨げになる場合が多い．このように泥土を如何に処理し，現場までのアクセス道路を確保するかが迅速な災害復旧において極めて重要な課題となる．

従来の泥土処理としては，発生した泥土をパワーショベルなどの重機で取り除き，新たに山砂などを敷き詰める方法が一般的である [3)]．取り除かれた泥土は，ダンプトラックなどで仮置き場まで搬送され，天日乾燥などの処理が施されるが，天日乾燥には広大なスペースを要し，近年では仮置き場の確保も容易ではない．また，山砂などの新材の購入にはコストがかかり環境破壊にもつながる．さらにダンプトラックによる泥土搬送では幹線道路の交通障害が発生し、迅速な復旧作業の妨げになる問題も懸念される．

本工法は特殊な装置を必要とせず，バックホウに撹拌用アタッチメントを装着するだけで施工が可能となる．そこで，芋川河道閉塞により発生した大量の軟弱泥土処理に本工法を適用し，改良土を地盤材料として再利用する提案を行った結果，本提案が採用され，平成 16 年 12 月より東竹沢地区において泥土改良を実施した．

現場施工の状況を図-2 に示す．図-2 (a)は施工前の高含水比状態の泥土を示している．図-2 (b)はミキシングバケットを装着したバックホウにより，原位置で泥土にボンファイバーを混合している様子を示す．次にセメント系固化材を混合して，転圧を実施した．本工法の特徴の一つとしてセメント系固化材だけで改良する固化処理土工法と比較して，強度の発現が早いことが確認されている．本現場では改良後 1 日でローラによる転圧が可能であり，図-2(c)に示すように転圧後すぐにダンプトラックの載り入れが可能となった．本工事では，土砂崩れ・河道閉塞等で発生した現地の軟弱土砂が原位置で改良され，改良土は資材運搬路・仮設ヤード・国道 291 号迂回路に再利用された．



(a)高含水比状態の泥土



(b)ボンファイバーの混合状況



(c)転圧後，ダンプトラックの進入が可能

図-2 災害復旧工事施工状況

4　ボンテラン改良土の液状化抵抗率

東日本大震災によって東北地方整備局管内の堤防の被災が合計 773 箇所で発生し，堤防クラック，堤防沈下，堤防法崩れ等の被災が確認された．その後，東北地方整備局北上川等堤防復旧技術検討会（委員長，佐々木 康(広島大学名誉教授)）が組織され，調査・検討の結果，被害の主要因は液状化であることが本検討会から報告されている[4)]．液状化とは，地震によって地盤が振動することで，土中の間隙水圧が上昇し，土粒子構造が破壊され，地盤が液体状になる現象である．

ボンテラン改良土がどの程度の液状化抵抗を有しているのかを調べるために繰返し非排水三軸試験を実施した．

(1) 土の液状化強度特性を求めるための繰返し非排水三軸試験

液状化判定指標 F_L 法とは，検討対象とする地盤の液状化対象層を抽出し，液状化対象層それぞれについて，液状化に対する抵抗力と地震力の強さとを比較し，液状化に対する抵抗率（F_L 値）を求める手法である． 液状化に対する抵抗率 F_L を式-1 により算出し，この値が 1.0 以下の土層については液状化すると見なされる[5)]．

$$F_L = R/L \quad \cdots\cdots \text{式-1}$$

ここに，F_L：液状化に対する抵抗率，　R：動的せん断強度比

L：地震時せん断応力比



図-3 繰返し三軸試験機

ここで，地震時せん断応力比 L については，発生する確率は低いが大きな地震動（レベル２地震動）を採用し，動的せん断強度比 R については試験により求めた．試験方法は図-3 に示す繰返し三軸試験機を用い「土の繰返し非排水三軸試験方法」JGS0541-2009 に準拠した． S 市より採取した砂質土とその砂質土を本工法により改良したボンテラン改良土に対し比較試験を実施した．試験結果について地表面に地下水位がある厳しい条件で試算し，結果を表-1 に示す．砂質土の液状化抵抗率は F_L=0.12 であるのに対し，ボンテラン改良土は F_L=1.50 であり，砂質土の 13 倍の液状化抵抗率を確認した．

表-1　液状化抵抗率

	砂質土	ボンテラン改良土
液状化抵抗率 F_L	0.12	1.50
液状化判定	×	○

5　東日本大震災における被害確認

東北地方整備局福島河川国道事務発注の浜尾地区築堤工事では遊水地内にヘドロ状の軟弱土が発生し，再資源化工法について検討した結果，本工法が採用され，図-4 に示すとおり平成 14 年に河川堤防が完成した．

平成 23 年 3 月 11 日，東日本大震災により東北地方の河川堤防は甚大な被害を受け，図-5 に示すとおり浜尾遊水地内の流用土+購入土を用いた堤体箇所においては，図-5 の実線部で液状化によるせん断破壊やクラックが確認された．一方，図-5 の点線部に示すボンテラン改良土を用いた堤体箇所では，被害が確認されず，地震対策用地盤材料としての有効性を実証した．



(a)原泥　(b)改良状況　(c)敷均し状況　(d)完成

図-4 施工状況

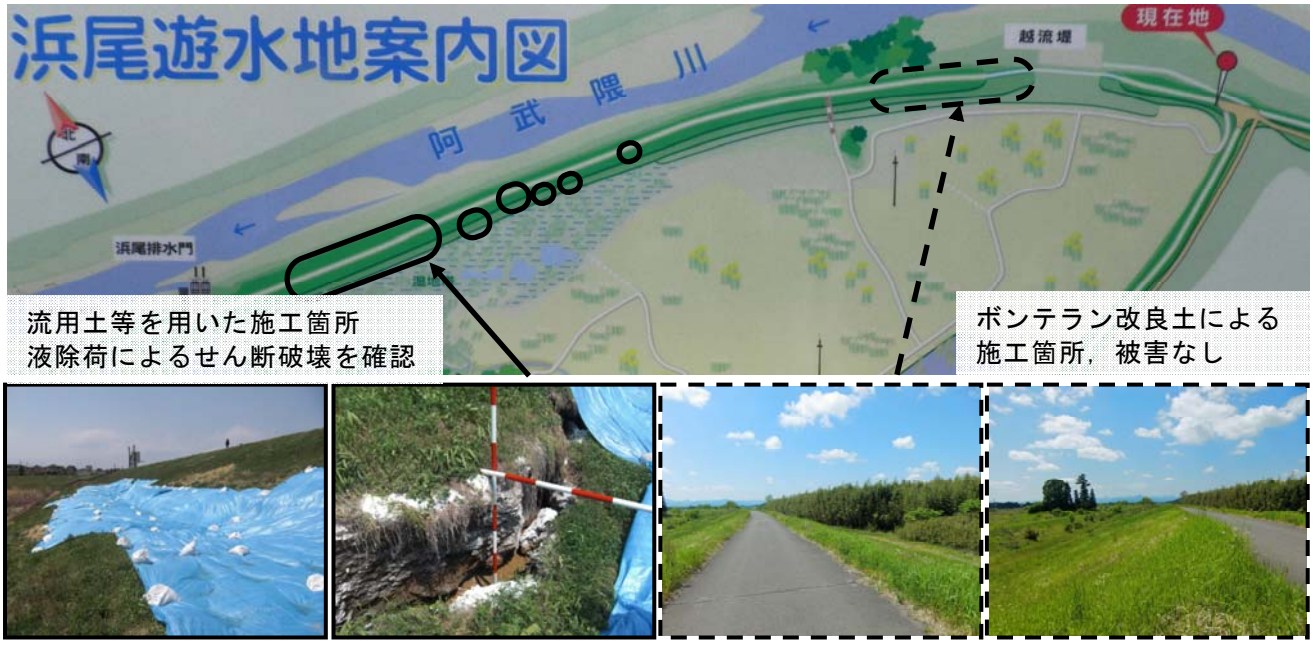


図-5 東日本大震災における被害確認

5. むすび

本工法は，当初，建設汚泥のリサイクル率向上を目指して開発されたものであるが，建設汚泥のみならず，様々な高含水比泥土の再資源化に寄与してきている．大量の軟弱泥土が発生する災害現場では泥土の処理に苦慮することが多いが，本工法を用いれば，現場の泥土を良質な地盤材料に改質でき現場のアクセス道路や迂回路の地盤材料にそのまま利用可能であることから，泥土を仮置き場まで搬送する必要がなく，迅速な災害復旧作業に大いに貢献すると考えられる．

また,東日本大震災において流用土+購入土を用いた築堤箇所が液状化によるせん断破壊やクラックが発生したのに対し，軟弱土を改良したボンテラン改良土の築堤箇所では被害が確認されず，地震対策地盤材料として非常に有効であることが実証された．

参考文献)

1) 森雅人・高橋弘他５名：故紙破砕物と高分子系改良剤を用いた新しい高含水比泥土リサイクル工法の提案と繊維質固化処理土の強度特性，資源・素材学会誌，Vol.119，No.4,5，pp.155-160，2003.
2) 例えば，地域の復興に欠かせない芋川河道閉塞対策
http://www.hrr.mlit.go.jp/saigai/H161023/0112pamphlet/200501pamph-2nd_4.pdf
3) 地盤工学会：軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工までー，pp.317-318，2001.
4) 東北地方整備局北上川等堤防復旧技術検討会：北上川等堤防復旧に関する中間報告書(案)，P39，2011.
5) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.121-125，2002.

環境にやさしいアスファルト舗装

福田道路㈱　技術研究所　技術担当　　佐藤　慶彦

1　はじめに

舗装工事における CO_2 排出削減技術として、アスファルト混合物の製造温度を通常の加熱アスファルト混合物より 30℃程度低下させて製造される中温化アスファルト混合物がある。製造温度を通常より 30℃程度低下させることで、原材料の加熱に消費する燃料の使用量を抑制する技術であり、製造プラントにおける環境負荷低減に効果的な方法と考えられている。また 2010 年に「国等による環境物品等の調達の推進等に関する法律（グリーン購入法)」の特定調達品目に指定されたことで、中温化アスファルト混合物は、今後ますます使用されることが期待される。ただし、国内における中温化技術の活用事例は、新規アスファルト混合物への適用例がほとんどであり再生アスファルト混合物への適用については検討が少ない。しかし、現在、製造されている全アスファルト混合物出荷量の 7 割以上が再生アスファルト混合物であり、中温化技術の普及には、再生アスファルト混合物への適用が望まれる。

本報告では、環境負荷低減と再生資源利用促進の観点から、再生アスファルト混合物への中温化技術の適用を目的として、著者らが開発したハイブリッド型のプラントミックス用中温化剤を適用した事例について紹介する。

2　ハイブリッド型中温化剤の概要

中温化剤の仕様を表－1 に示す。

この中温化剤は、粘弾性調整系と滑剤系の特徴を併せ持つプラントミックスタイプの中温化剤である。多品種の混合物、小規模施工などに柔軟に対応することができるようにプラントミックスとしている。

表－1　中温化剤の仕様

添加剤の種類	粘弾性調整系、滑剤系
形状	固形物
主成分	石油系炭化水素、減圧残渣油、パラフィンワックス
引火点	250℃以上
軟化点	110℃
密度	0.85～0.95g/cm^3
添加量	3.5%（アスファルト内比）

表－2　再生骨材の性状

試験項目	試験結果
ｱｽﾌｧﾙﾄ含有量(%)	5.6
針入度(1/10mm)	28
軟化点(℃)	59

3　室内試験

3．1　再生アスファルト混合物の配合

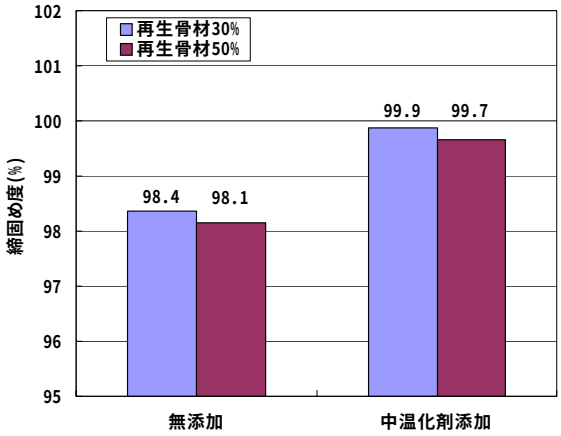
評価に用いた再生アスファルト混合物の基本配合は、密粒度アスファルト混合物（13）とし、再生骨材の混入率は 30%および 50%の 2 種類とした。新規アスファルトにはストレートアスファルト 60/80 を使用し、再生用添加剤により再生アスファルトの針入度を 70 に調整した。表－2 に再生骨材の性状、表－3 にアスファルト混合物の配合を示す。

表－3　アスファルト混合物の配合

配合		密粒度ｱｽﾌｧﾙﾄ混合物(13)	
		再生骨材混入率30%	再生骨材混入率50%
骨材配合割合（%）	6号砕石	28	24
	7号砕石	20	17
	粗目砂	15	5
	細目砂	3	2
	石粉	4	2
	再生骨材混入率(%)	30	50
再生用添加剤(%)		0.17	0.29
新ｱｽﾌｧﾙﾄ量(%)		3.62	2.29

３．２　混合物性状

混合・突固め温度を通常より 30℃低下させて作製した、中温化剤を添加しない再生アスファルト混合物（以下、無添加）、および中温化剤を添加した再生アスファルト混合物(以下､中温化再生アスファルト混合物)の締固め度を図－1 に示す。締固め度は、通常温度で混合・突固めを行った無添加の密度を基準にしたものである。再生骨材混入率 30 および 50%において、締固め度は中温化剤の有無よって同様の傾向を示しており、無添加 98%程度、中温化再生アスファルト混合物 99.5%以上となっている。無添加では混合・突固め温度の低下により締固め度がやや低下しているが、中温化剤を添加することで混合・締固め温度が 30℃程度低下しても、100%近い締固め度が得られている。



図－1　再生アスファルト混合物の締固め度

表－4　試験結果一覧

配合	混合物の種類	密粒度混合物(13) 再生骨材混入率30%			密粒度混合物(13) 再生骨材混入率50%			基準値
	中温化剤の有無	無添加	無添加	中温化剤添加	無添加	無添加	中温化剤添加	
温度	混合温度(℃)	155～165	125～135		155～165	125～135		-
	突固め温度(℃)	143±3	110±3		143±3	110±3		-
試験結果	見掛け密度(g/cm³)	2.381	2.342	2.378	2.364	2.331	2.356	-
	締固め度(%) ※1	100	98.4	99.9	100	98.6	99.7	-
	安定度(kN)	9.0	6.8	7.9	9.0	7.4	8.8	4.9以上
	水浸安定度(kN)	7.3	6.1	7.1	8.4	6.8	7.4	-
	残留安定度(%)	81.1	89.7	89.9	93.3	91.9	84.1	75以上
	動的安定度(回/mm)	954	586	814	-	-	-	-

※1　締固め度は、無添加の 143±3℃の密度を 100%とした場合の締固め度

マーシャル安定度試験等の試験結果一覧を表－4 に示す。標準安定度は、再生骨材混入率 30%および 50%共に、無添加(通常温度)が最も高く、次いで中温化再生アスファルト混合物(30℃低下)、無添加(30℃低下)の順になっている。標準安定度は、全ての配合で再生密粒度アスファルト混合物(13)の基準値となる 4.9kN を上回っているが、供試体の締固め度が大きいものほど標準安定度が大きく、締固めの重要性を反映している。また、残留安定度も全ての配合で基準値の 75%を上回っている。室内試験の結果から中温化再生アスファルト混合物は、無添加(通常温度)の混合物と同等の性状であり、併用するに値すると判断した。

４　実道における施工

４．１　実道施工概要

中温化再生アスファルト混合物の施工性、および供用性を検証するために、実道における試験舗装を実施した。実道施工の概要を表－5 に示す。施工箇所は新潟県の山間部に位置し、年間降雪量約 10m に達する豪雪地域である。当該路線は重要な幹線道路であり、冬期はタイヤチェーンを装着した大型車両が多く、モーターグレーダー等による除雪作業も頻繁に行われている。

表－5　実道施工箇所の概要

項目	内容
施工場所	新潟県上越市浦川原区
路線	一般国道253号
交通量	N5
施工年月	平成22年11月
工種	切削ｵｰﾊﾞｰﾚｲ（t=5cm） 中温化密粒度ｱｽﾌｧﾙﾄ混合物 （新20FH）　再生30%混入
施工面積	約660㎡ （延長 約180m、幅員 約3.65m）

４．２　混合物

実道施工に使用した中温化再生アスファルト混合物における再生骨材配合率は 30%、中温化剤の添加量は 3.5%（再生アスファルト量に対して）に設定した。

目視観察において、中温化再生アスファルト混合物の被膜状態は良好であり(写真－1)、通常の加熱アスファルト混合物と遜色の無いものであった。出荷直後にダンプトラック荷台で検測したアスファルト混合物の温度は 132～136℃であり、目標とする混合温度（140±10℃）を満足するものであった。



写真－1　混合物の被膜状態

４．３　施工

中温化再生アスファルト混合物の敷均し温度は 117～123℃と、通常の加熱アスファルト混合物より 30℃程度低い温度であったが、施工性は通常の加熱アスファルト混合物と同等であった（写真－2）。

また交通開放までの時間は、通常の加熱アスファルト混合物では初期転圧完了から 20～30 分程度かかったのに対し、中温化再生アスファルト混合物では 15 分程度で路面温度が 50℃を下回り、早期の交通開放が可能であった。解放直後車両走行による初期わだちの発生も見られず、良好な施工がなされた。

現場から採取したコアの密度の締固め度は、通常・中温化工区共に 98.5%と十分な締固めが確保されていた。



写真－2　施工状況

４．４　供用性調査

施工後も定期的に路面の損傷状況などついて観察を行い、供用性の評価を行なっている。施工箇所は現時点（平成 25 年 4 月）で供用後 3 冬を経ているが、舗装表面にひび割れやポットホール等の変状、除雪による骨材飛散もなく、またわだち掘れも 2～3㎜（通常工区で 3～4㎜）と良好な路面状況を維持している（写真－3）



写真－3　併用後 3 冬経過の路面

４．５　CO_2 排出量の削減効果

今回の実道施工において、アスファルト混合物の製造により発生する CO_2 排出量を算定した結果を表－6 に示す。

今回の算定では、再生骨材を 30%混入することで 10%程度 CO_2 削減効果が得られ、さらに中温化により製造温度を 30℃低下させることで 17%程度の CO_2 削減効果が得られる結果となった。

表－6　アスファルト混合物の CO_2 原単位比較

混合物の種類	通常の製造温度		中温化(30℃低下)	
	原単位 ($kg\text{-}CO_2/t$)	CO_2削減効果(%)	原単位 ($kg\text{-}CO_2/t$)	CO_2削減効果(%)
新規	50.65	0	46.90	7.4
再生30%	45.31	10.5	41.59	17.9

５　まとめ

中温化再生アスファルト混合物の室内評価試験、および試験舗装の結果より得られた知見を以下に示す。

(1) 中温化再生アスファルト混合物の室内における性状評価の結果、通常の加熱アスファルト混合物より混合・締固め温度を 30℃程度低下させても、中温化剤を使用することで同等の締固め度および混合物性状が得られることが確認された。

(2) 中温化再生アスファルト混合物の実道における実道施工より、通常のアスファルト混合物と施工性は同等で、路面の仕上がりも良好であることが確認された。

(3) 実道施工箇所の経過観察より、(平成 25 年 4 月現在)3 冬経過後も、路面にひび割れやポットホール等の損傷は見られず、良好な路面を維持している。

(4) 通常のアスファルト混合物と CO_2 原単位を比較した結果、再生アスファルト混合物に中温化技術の適することで、アスファルト混合物の製造に伴う CO_2 排出量を削減することが可能であると考えられる。

以上の結果から、再生アスファルト混合物に中温化技術を適用することは、舗装工事のおける環境負荷の低減に有効な対策であると考えられる。今後も実道施工箇所の観察を継続し、中温化再生アスファルト混合物の長期併用性について明らかにしていく予定である。

参考文献

1)渡辺直利,清水忠昭,佐藤慶彦;中温化技術の再生アスファルト混合物への適用事例,舗装,Vol.46,pp7-12,2011.9