平成 23 年度

建 設 技 術 報 告 会

報 文 集

平成 23 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

直江津港沖防波堤の新技術による設計について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
老朽化した吹付法面を補修・補強するニューレスプ工法の開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 5
アクアカーテン　－コンクリート構造物の浸水養生工法－ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 9
法面削孔装置の移動式可変勾配足場（ななめ台作）の開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 13
パイプドリル工法による岩盤掘削実績 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 17
老朽化砂防堰堤における物理探査を用いた解析モデル構築について ・・・・・・・・・・・・・・・・・ 21
舗装工事におけるマシンコントロール技術の適用について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 25
タフスラブ・ラピッド工法（道路橋床版上面増厚工法） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 29
未固結砂地盤での確実な注入方式の確立 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 33
上越三和道路の軟弱地盤対策のコスト縮減 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 37
ケーソン中詰材施工システム ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 41
HONMA 函体据付システム ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45
浸透固化処理工法による空港施設の液状化対策 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 49
道路橋 RC 床版の長寿命化対策としての接着剤を用いた SFRC 上面増厚補強工法 ・・・・・・・・・・ 53
HS アスコン（高耐久性・高安定性アスファルト混合物） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 57
大型プレキャストアーチカルバート設計・施工要領 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 61

第２会場　報告技術

富山市内歩道融雪工事における融雪装置組込 RC 舗装版の設置事例 ・・・・・・・・・・・・・・・・ 65
アスファルトモルタルのたわみを利用した氷板破砕舗装の開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 69
井戸の二重ケーシング専用ストレーナの開発について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 73
国道 17 号湯沢地区における冬期登坂不能車対策について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 77
大規模地震に対応したコンテナクレーン用新型免震装置の研究開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・ 81
既設盛土耐震補強法（クロスアンカー工法）の開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 85
アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法の開発 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 89
バルーングラウト工法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 93
グラウンドアンカーの維持管理技術 Licos,Aki-Mos ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 97
ポータブル ワイヤレス ライブカメラシステム（OPECA）の活用事例とその活用効果について ・・・・・・ 101
抗菌ポーラスアスファルト舗装の機能維持について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 105
保水性軽量インターロッキングブロックの開発について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 109
消波・被覆ブロック（アクアリーフ・ペルメックス）による環境共生 ・・・・・・・・・・・・・・・・ 113
建設現場の省エネ・節電を管理するスマートサイトシステム ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 117
断熱パネルを用いた型枠工法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 121
土粒子回収循環システム ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 125

第1会場

第Ⅰグループ

直江津港沖防波堤の新技術による設計について

北陸地方整備局　新潟港湾空港技術調査事務所　　泉田　裕
北陸地方整備局　新潟港湾空港技術調査事務所　　尾山　康弘
北陸地方整備局　新潟港湾空港技術調査事務所　○長井　一平

1　はじめに

LNG（液化天然ガス）火力発電所及びLNG受入れ基地の整備が進む直江津港では，大型LNG船の入出港及び荷役時の安全確保のため，1996年度より沖防波堤（延長2,500m）の整備を開始した．2011年秋の第一船入港，翌年の発電所運転開始に合わせるためには，防波堤の急速・大量施工が必要とされ，その技術的課題の解決が求められた．このため，堤体幅及び基礎マウンド幅を縮小でき，コスト縮減となる「後部パラペット型スポットリーフ複合堤」を採用し，計画どおり2008年度に完成した．本論文では当該構造の水理特性及び効果について報告する．

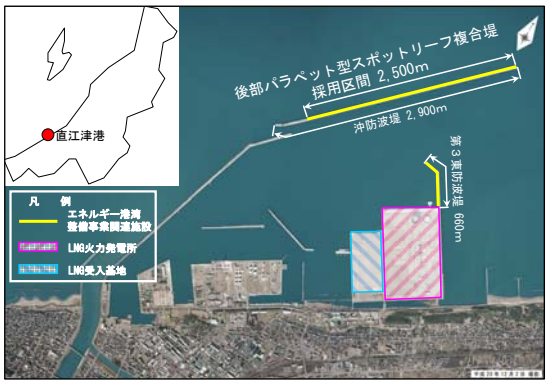


図-１　直江津港　航空写真

2　防波堤構造

「後部パラペット型防波堤」とは，図－２に示すような従来使用されている防波堤構造のうち、港内への越波を防ぐパラペット部分を港内側に後退させたものである．さらに，上部工の上に図－３に示すようなスポットリーフを設けた構造が「後部パラペット型スポットリーフ複合堤」である．

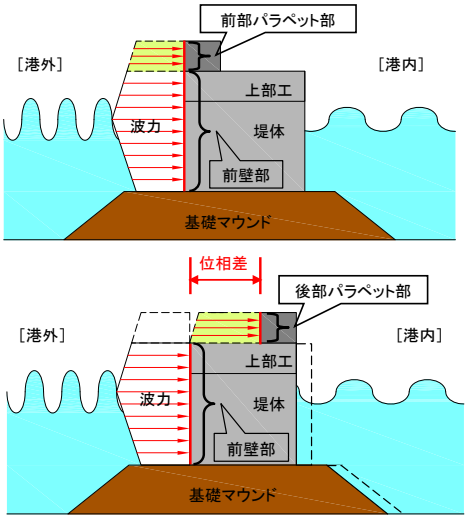


図-２　防波堤に作用する波力イメージ
（上：従来型、下：後部パラペット型）

図-３　後部パラペット型スポットリーフ複合堤

3　後部パラペット型防波堤の水理特性及び効果

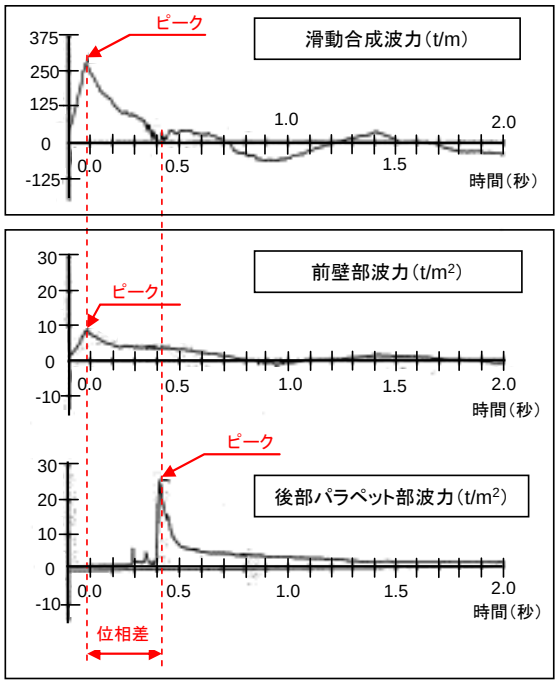
3．1　波力低減のメカニズム

従来型防波堤に作用する波力のイメージを図－２（上）に示す．波力が作用する前壁部と前部パラペット部は，鉛直同一直線上に配置されるため，各部材にはほぼ同時刻に波力が作用する．一方，後部パラペット型防波堤に作用する波力のイメージを図－２（下）に，作用する波力の経時変化を図－４に示す．滑動合成波力とは，波力や揚圧力等の防波堤への全作用力（自重･浮力除く）を考慮した，堤体を動かそうとするいわゆる有効波力であり，前壁部波力及び後部パラペット部波力とは各部毎に作用する波力を表す．

ここで，波力のピーク値出現時刻に着目する．滑動合成波力と前壁部波力のピーク値出現時刻はほぼ同じだが，このときの後部パラペット部波力は小さく，ピーク値はおよそ0.3秒遅れて出現している．すなわち，堤体を動かそうとする最大合力（滑動合成波力）が作用する際に，後部パラペット部には波力がほとんど作用していない事が分かる．

以上のことから，後部パラペット型防波堤では，前壁部波力と後部パラペット部波力に時間差（位相差）が生じるため，堤体安定照査において後部パラペット部波力を除くことが可能となる．

ただし，図－４において，後部パラペット部には前壁部波力の2倍以上となる衝撃的な波力が作用しており，これが問題となる．

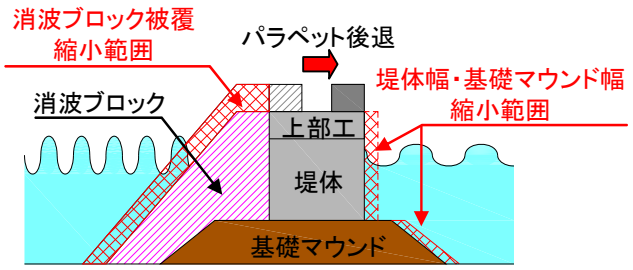


図－４　後部パラペット型防波堤に作用する波力の経時変化

３．２　波力低減による効果

図－５は後部パラペット型防波堤の採用によるコスト縮減範囲のイメージである．

３．１で記述したとおり，後部パラペット型防波堤では堤体に作用する波力を低減できるため，堤体幅及び基礎マウンド幅が縮小可能となる．これにより，諸条件にもよるが，直立型防波堤の場合は，約4%の建設コスト縮減となった．さらに，消波型防波堤の場合は，港外側天端高が下がることで消波ブロックの被覆範囲が減り，約7%の建設コスト縮減となった．

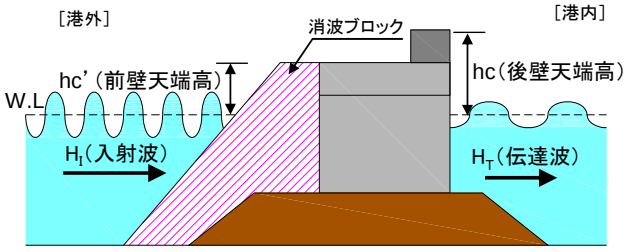


図－５　後部パラペット型防波堤コスト縮減イメージ

４　後部パラペット型防波堤の課題とその検討

４．１　後部パラペット型防波堤の課題

パラペットを後方へずらすことで，堤体幅及び基礎マウンド幅や消波ブロック被覆範囲の縮小といった利点を有する一方，波高伝達率の増加や後部パラペット部への衝撃的な波力の発生という問題点が生じた．



図－６　各記号のイメージ

図－７は，消波型の従来型防波堤及び後部パラペット型防波堤について，横軸に後壁天端高h_cと有義波高$H_{1/3}$の比（$h_c/H_{1/3}$）をとり，前壁天端高h_c'と後壁天端高h_cの比（h_c'/h_c）を変化させた場合の波高伝達率K_tを示したものである．ここで，波高伝達率とは，伝達波（防波堤港内側

の波高）H_Tと入射波（防波堤港外側の波高）H_Iの比（H_T/H_I）であり，波高伝達率が高くなると港内静穏度が低下し，船舶の航行や停泊の安全性および円滑な荷役作業等に弊害をもたらす．これによると，全般的に後部パラペット型が従来型より伝達率が大きくなっている．さらに，h_c'/h_cが小さくなる，すなわち，前壁と後壁の天端高の差が小さくなると伝達率が大きくなる傾向がある．

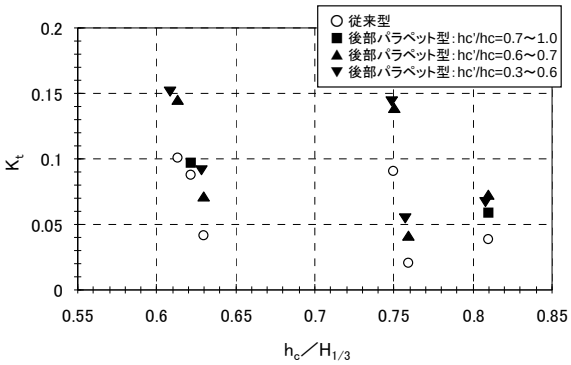


図-７　上部工高さによる伝達率（消波型）

また，３章で記述したとおり，後部パラペット部に作用する衝撃的な波力に対する検討も必要であった．

４．２　最適上部工の検討

以上の問題点を解決するため，図－８に示す上部工4形状について水理模型実験を行い，最適な上部工を検討した．

４．２．１　波高伝達率

図－９は，消波型の後部パラペット型防波堤について，上部工形状により波高伝達率K_tがどのように変化するのかを表したもので，後壁天端高h_cごとに表している．

・上部斜面型の波高伝達率は，上部基本型より大きい値を示している．これは，前壁部を斜面化したことで，入射した波が防波堤を越波しやすくなったため生じたものと考えられる．

・しかし，ダブルパラペット型やスポットリーフ型といった，いわゆる中間パラペットやリーフを設置することで，波高伝達率は上部基本型より小さい値を示す．

・後壁天端高が高くなると，波高伝達率は上部工形状によらず一様に低下する．

以上のことから，ダブルパラペット型・スポットリーフ型は波高伝達率を低減する効果がある．また，このことは後壁天端高を変えても同様の傾向を示す．

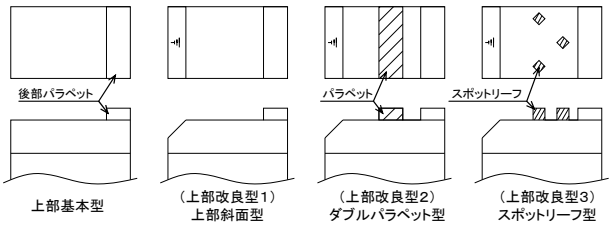


図-８　上部工形状

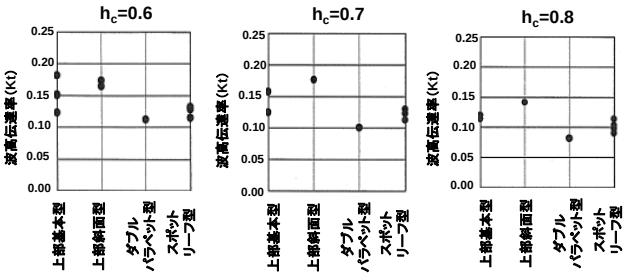


図-９　上部工形状別の波高伝達率（消波型）

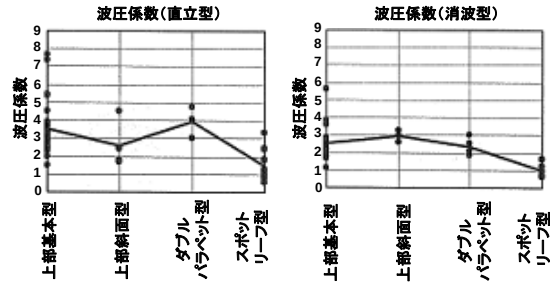


図-１０　上部工形状別の後部パラペット部波圧係数

４．２．２　後部パラペット部への衝撃的な波力

図－１０は直立型と消波型の後部パラペット型防波堤について，上部工形状により波圧係数がどのように変化するのかを表したものである．ここで，波圧係数とは後部パラペットに作用する

最大波圧を波高と海水の単位体積重量で無次元化したものである．

・直立型については，最も波圧係数が小さくなったものがスポットリーフ型で約1.5，次いで上部斜面型の2.5であった．

・上部斜面型は波の打ち上げ時の水塊が上方に向かうため，後部パラペットに衝突する水量が減ることで波圧係数が小さくなり，スポットリーフ型はリーフの消波効果が発揮され，さらに小さくなったものと思われる．

・消波型については，スポットリーフ型が最も小さく1.0，その他の上部工形状はそれを上回る2.5～3.0で概ね同じ値を示している．

・これは，直立型と消波型の波の打ち上げ方が異なり，上部工上を走るように水塊が進んだ結果であると考えられる．

以上のことから，後部パラペット部への衝撃的な波力に対する消波効果は，直立型・消波型ともにスポットリーフ型が最も効果があると読み取れる．

波高伝達率及び後部パラペット部への衝撃的な波力についての水理特性を総合的に判断すると，上部工にスポットリーフを設けた上部工形状，いわゆる「後部パラペット型スポットリーフ複合堤」が最も効果的である．

5　まとめ

① 後部パラペット型防波堤は，堤体前壁部と後部パラペット部に作用する波力に時間差（位相差）が発生するため，設計波力が小さくなり堤体幅及び基礎マウンド幅を縮小できる．

② 後部パラペット型防波堤は，従来型防波堤に比べて港外側天端高が低くなるため，消波ブロックの設置個数を縮減できる．

③ 後部パラペット型防波堤の問題点である，波高伝達率の増加及び後部パラペット部への衝撃的な波力の発生については，上部工にスポットリーフを設置することで低減可能である．

④ 後部パラペット型防波堤は①により，建設コストを約4%縮減することが可能である．なお，これにより直江津港の沖防波堤2,500mではおおよそ17.5億円（工事費ベース建設費総額：約420億円）の建設コスト縮減につながっている．

6　おわりに

後部パラペット型スポットリーフ複合堤は旧第一港湾建設局管内6港（秋田港，酒田港，直江津港，伏木富山港，金沢港，輪島港）の第一線防波堤で採用・活用されている．新潟港湾空港技術調査事務所では，今後も本技術のフォローアップ及び新たな技術開発に努めていきたい．

参考文献

新潟調査設計事務所：後部ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ型防波堤の水理特性と設計について
新潟調査設計事務所：後部ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ型ｽﾎﾟｯﾄﾘｰﾌ複合堤の水理特性について
新潟港湾空港技術調査事務所：後部ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ型ｽﾎﾟｯﾄﾘｰﾌ複合堤実験ﾃﾞｰﾀ解析･検討調査

老朽化した吹付法面を補修・補強するニューレスプ工法の開発

日特建設㈱　技術本部　技術営業グループ課長代理　池田　淳

1.　はじめに

法面保護工としてのモルタル・コンクリート吹付工は、昭和 40 年代後半から現在まで非常に多くの施工実績がある。古いものは施工後 30 年以上が経過しており、昨今、吹付面の剥落及び崩落による災害が発生するなど、その老朽化した吹付コンクリート法面（以下、吹付法面）が問題となっている。

吹付法面が老朽化すると、吹付モルタルが施工後の経年変化によって、地山の風化防止等の効果を果たさなくなった法面、今後効果を果たせなくなる恐れがある。

吹付法面の老朽化はコンクリート自体の劣化だけではなく、背面地山の風化進行・土砂化が大きな影響を与える要因となっている。従来の老朽化した吹付法面を補修・補強する技術は、吹付法面の効果（地山の風化・浸食・凍上防止、雨水の浸透防止）が低下し、吹付面の崩落や吹付法面を含む表層地山崩壊が生じてから、新たに吹付コンクリートで被覆する方法が採用されていた。

ここでは、老朽化した吹付法面の既設吹付コンクリートを剥ぎ取らずに既設吹付法面の効果が完全に喪失する前に効率的に法面を再構築できる工法“ニューレスプ工法”の概要及び特徴を紹介する。

写真 1　施工前

写真 2　ニューレスプ工法施工後

2.　開発経緯

吹付法面の劣化・老朽化診断手法は、打音検査が主であったが、近年では、熱赤外線映像法により吹付法面の背面空洞の存在とその範囲を検知することが可能となっている。そのため、近年の診断手法は、前記した技術と併せ、吹付法面の現状調査、周辺地山の踏査（地質状況）、既存資料調査等で複合的に評価している。

老朽化吹付法面の除去は、はつり取り作業、風化部の掘削整形作業等の安全性や第三者への影響に問題があり、はつり取ったコンクリート等は産業廃棄物となるため、その処理が問題となっていた。

そこで、こうした問題を解決するために老朽化吹付法面を除去せずに法面を再構築できる施工法として“ニューレスプ工法”を開発した。

3.　ニューレスプ工法

ニューレスプ工法は、既設吹付コンクリート法面を剥ぎ取らずに、既設吹付法面の効果が完全に喪失する前に補修・補強することによって、効果を再度高め、法面を再構築させる工法である。

本工法は、不安定な箇所などをはつり取る事無く、法面全体を以下の工種を複合的に用いて補修・補強を行う工法である。

①　補強鉄筋工等により既設吹付コンクリート及び背面地山の崩壊を防止。

②　せん断ボルトにより既設吹付面と新設繊維補強モルタルとの一体化を図る。

③　繊維補強モルタルによりタフネスを持った材料で表面を皮膜する。

本工法の目的は、既設吹付法面の補強工法であり、従来の補強技術に比べ産業廃棄物の発生抑制、安全性の向上、工期短縮が可能となった工法である。以下に施工概要図（図 3）及び施工フロー図（図 4）を示す。

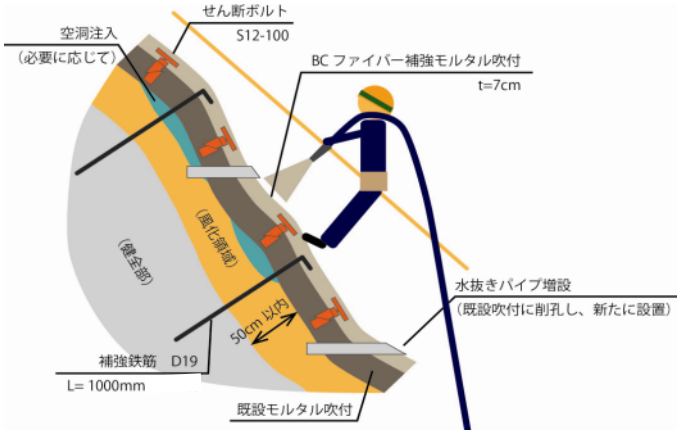


図 3　施工概要図

図 4　施工フロー図

4.　繊維補強モルタル

ニューレスプ工法の構成工種の一つである繊維補強モルタルの特性及び現場適応性について評価した試験を紹介する。

4.1　特性

繊維補強モルタルは、曲げ強度・引張強度・せん断強度・曲げタフネス・靭性などがプレーンコンクリートより優れており、諸特性を生かして土木・建築の分野に盛んに適用が図られ、その１つに法面吹付の分野がある。

繊維補強モルタル（繊維混入量は 1vol%）を法面に吹付けする方法は、吹付ホース（内径φ42～50mm）を用いてエアによる搬送で施工（湿式吹付方法）している。そのため、通常のコンクリート打設とは異なり、いくつかの問題点があるが特に、繊維混合時の分散性やエア搬送時の吹付ホース内での材料分離、吹付時のリバウンドの大量発生。さらに、湿式吹付方式では施工範囲が限られる。といった点が挙げられる。そこで、これらの問題を改善するとともに湿式吹付方式での施工を可能にするために“BC-ファイバー”を開発した。

開発した BC-ファイバーは、吹付モルタルで使用されている従来のポリプロピレン(PP)繊維の強度※1・形状を改良した。その結果、引抜け荷重が、従来に対し約 1 割程度上がった。また、すべり量 2.5ｍｍまでの積分値が約 1.5 割程度向上し引抜け抵抗が増加した（図 5)。従って、開発 PP 繊維は従来 PP 繊維と比較して、付着性能が向上し、さらに曲げタフネス（図 6）が向上した。なお、モルタルフロー値および圧縮強度に及ぼす影響はなく、従来のものと差はない。また、鋼繊維およびビニロン繊維と同様に曲げ靭性係数（表 7）が 2.84N/mm^2 以上※2 であるため、法面吹付において、吹付厚さを従来の 70%に低減することが可能である。実験に用いた繊維の一覧を表 3 に記す。

※ 1　繊維の引張強度は JIS の鋼繊維の規格によると 600N/mm^2 以上必要である。

※ 2　モルタル吹付 t=10cm でのモーメントからの算出曲げ靭性係数値　2.84N/mm^2

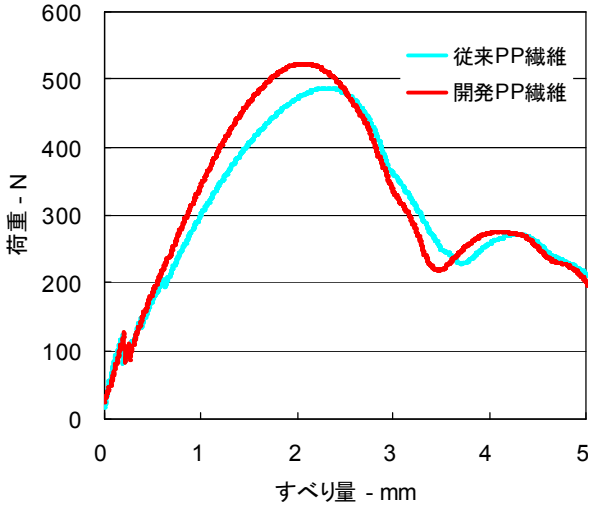


図-5　繊維の付着試験結果

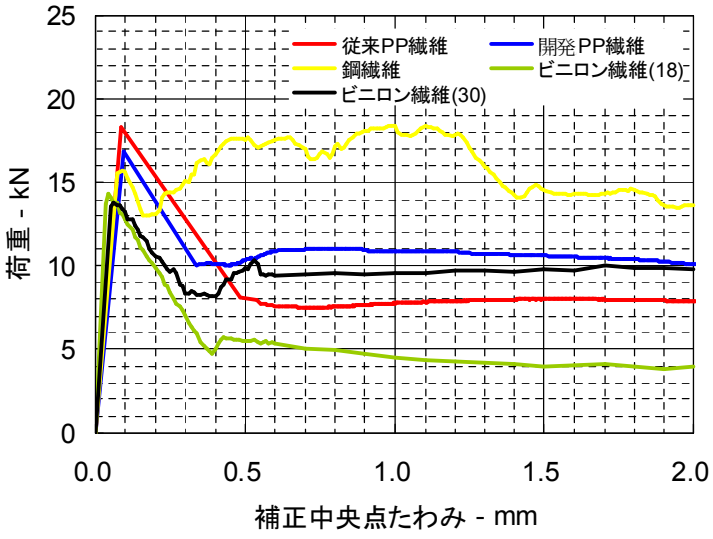


図-6　各種繊維補強モルタルの曲げタフネス試験

表-7　実験に使用した繊維の仕様と算出した曲げ靭性係

種類	鋼繊維	ビニロン繊維		PP繊維	
文中表記名	鋼繊維	(18mm)	(30mm)	従来PP繊維	開発ＰＰ繊維 (BC－ﾌｧｲﾊﾞｰ)
公称繊維径 (mm)	0.75	0.20	0.67	0.70	0.70
繊維長 (mm)	30	18	30	30	30
比重 (g/cm^3)	7.85	1.30	1.30	0.91	0.91
引張強度 (N/mm2)	1000	1000	880	500	607
混入量 (vol.%)	1	0.75	1	1	1
曲げ靭性係数(N/mm^2)	**4.79**	**1.68**	**3.30**	**2.63**	**3.19**

4.2　現場適応性確認

“BC-ファイバー”を用いて湿式吹付機による施工の適応性・施工性能及び品質について現場確認試験を行った。

施工に用いたモルタルはレディミクスト工場で製造されたモルタルである。配合は、単位セメント量 420kg/m^3・W/C=50%・繊維混入量 1.0vol%（9.1kg/m^3）である。繊維は現場にてアジテータ車に投入・攪拌を行い、分散性・強度特性・施工性そしてリバウンドの評価を行った。

繊維分散性は、吹付前後に洗い試験を実施した（写真 8)。その結果、偏り 5%以内となり、アジテータ車内の攪拌でも十分に分散されていることが分かった。また、吹付後の混入量も良好であることからファイバーとモルタルとの付着が良いことが推測される。現場施工で採取した供試体の曲げ強度・曲げ靭性係数は良好な値（3.19N/mm^2）を示した（表 3)。

施工性は、吹付ホースの閉塞はなく、跳ね返りの減少など作業環境が改善され、順調に施工ができた。

写真 8　繊維洗い試験

リバウンド量の測定では、吹付施工範囲（約 1300 ㎡）に対してリバウンド率は約 11%であった。

材料ロスは、混合ロス・地山の凹凸ロス・リバウンドロスの総計であり、総計で 20～30%程度のロスが発生した。なお、一般的なモルタル吹付の材料ロス率 30%と同等である。

5.　おわりに

老朽化法面を効率的に補修・補強できるニューレスプ工を開発した。今後、高度成長期建設され高齢化した吹付法面への補修・補強がさらに必要になると考えられる。こうした法面に対し、本工法の適用を図るとともに、施工・設計上の課題を抽出し、更なる改良・改善を行っていきたい。

【参考文献】

1) 土木学会: 2007 年制定 コンクリート標準示方書［規準編］, pp.55-57

2) 池田淳ほか: 各種繊維を用いた補強モルタル吹付厚さに関する基礎実験，土木学会第 65 回年次学術講演会概要集，pp.1039-1040 (2010)

アクアカーテン　－コンクリート構造物の浸水養生工法－

ハザマ　土木事業本部　専門部長　庄野　昭

1　はじめに

コンクリート工事の作業工程の中で、養生はコンクリートの性能を発揮させる上で極めて重要な工程のひとつである。コンクリートが所要の性能、すなわち、所要の強度、物理作用に対する抵抗性や物質移動抵抗性等の耐久性を発揮するためには、セメントが十分に水和することが前提となる。

このように、所要の期間、水和に必要な水分を供給するとともに適切な温度に保持する養生が必要である。湛水や水を含ませた養生マットの敷設が可能な水平面においては、水分の供給は容易であるが、鉛直面への水分の供給を行うことは、極めて困難である。

以上の観点から、型枠を取りはずした後のコンクリートの鉛直面や傾斜面に、外部から水を供給する給水養生を可能とする浸水養生工法を開発した[1)]。

本文では本工法の概要、効果の評価および実構造物への適用例について紹介する。

2　コンクリートの養生に関する規定

土木学会コンクリート標準示方書(以下示方書)では、昭和6年制定（1931年）において既に養生に関して規定しており、露出面を布、砂等で覆ってかつ散水し、7日間湿潤状態に保つ必要があり、また、せき板の乾燥の恐れがある場合は、これに散水する必要があるとしている。

養生の目的の中に耐久性の確保という記述が初めてなされたのは、平成3年制定からであり、さらに、鋼材を保護する性能という記述は、次の平成8年制定からである。ただ、耐久性確保ということが改めて強調されているにもかかわらず、湿潤養生期間の標準は、昭和49年以降変更されていない。昭和49年制定では、「内部はその間に硬化する」および「長期の養生は、利益は少ない」という記述もあり、当時は、表層部の耐久性の確保、鉄筋を保護する性能の確保という概念は必ずしも重要視されていなかったことが推察される。すなわち、その時点から変更されていない現行の標準示方書の湿潤養生期間の標準が、表層部の耐久性の確保の上で十分な期間であるのか、その根拠は、明瞭とはいえないのである。

土木学会、建築学会の基準において湿潤養生の期間が示されているが、ここでは、これらの基準で、湿潤養生がどのように定義されているかをまとめておく。

示方書[2)]では、養生の基本として養生方法を分類している。養生の目的毎に分類されているが、湿潤に保つための養生として、水中・湛水・散水・湿布（養生マット、むしろ）・湿砂・膜養生を挙げている。さらに、用語の定義の解説において、湿潤養生とは、「セメントの水和に必要な水を、打込んだコンクリートから逸散させないだけでなく、必要量だけ確保するために行う養生である。」としている。必要量を定量的に示すのは困難であるが、養生においては、水分の逸散を防ぐだけでは不十分で、外部から水の供給を行う必要があることを示している。建築工事標準仕様書[3)]では、示方書と同様、湿潤に保つための養生方法を挙げているが、その中で、透水性の小さいせき板による被覆も含まれており、「型枠存置は、湿潤養生と考えてよい。」としている。

国土交通省土木工事共通仕様書第３章　無筋・鉄筋コンクリート 3-6-9　養生には、次のとおり記載されている。１．一般事項　受注者はコンクリートの打込み後の一定期間を、硬化に必要な温度及び湿度条件を保ち、有害な作用の影響を受けないように、養生しなければならない。２．湿潤状態の保持　受注者は、コンクリートの露出面を養生マット、ぬらした布等で、これを覆うか、または散水、湛水を行い、少なくとも表－１の期間、常に湿潤状態を保たなければならない。

表－１　コンクリートの養生期間 [4)]

日平均気温	普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ	混合セメントＢ種	早強ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ
15℃以上	5 日	7 日	3 日
10℃以上	7 日	9 日	4 日
5℃以上	9 日	12 日	5 日

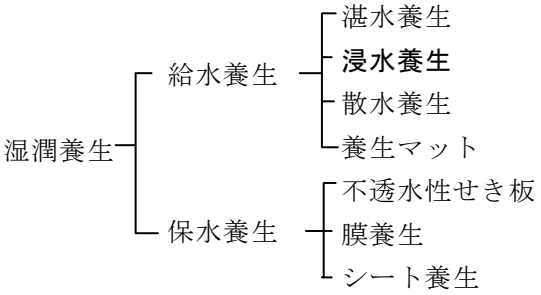
〔注〕寒中コンクリートの場合は、第１編第３章第 10 節寒中コンクリートの規定による。
養生期間とは、湿潤状態を保つ期間のことである。

この記述は、型枠を取りはずした面についても適用されるが、常に湿潤状態に保つことは容易ではない。

3　浸水養生工法の概要

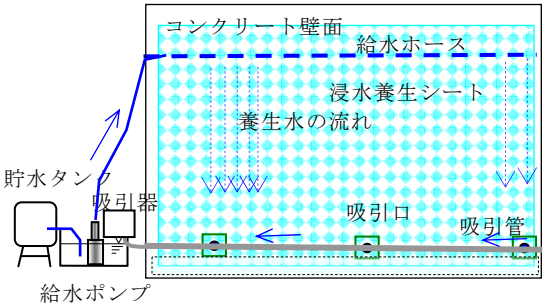
ここに紹介する浸水養生工法は、外部への水分の逸散を防止する保水養生だけでなく、外部から水を積極的に供給する給水養生を可能としている。

湿潤養生方法の区分を図－１に示す。



図－１　湿潤養生方法の区分

浸水養生工法の構成を図－２に示す。また、浸水養生工法の構成を写真－１に示す。



図－２　浸水養生工法の構成

給水ホースは、延長 100m まで均一に散水することができる。浸水養生シートは親水性の不織布と気泡緩衝シートの２層からなるシートで、保水性と保温性を兼ね備えている。吸引器は、浸水養生シートとコンクリート面の間の空気を吸引し、負圧とすることで、浸水養生シートをコンクリート面に押し付け、養生水を確実にコンクリートに伝えるとともに浸水養生シート自体の落下を防ぐ。

養生の実施手順の基本は次のとおりである。

①型枠および支保材や緊結材の取外し
②給水ホース、浸水養生シートの取付け
③浸水養生シート下端部に吸引口を取付け（4m 間隔）
④吸引口と吸引管、吸引器との接続
⑤浸水養生シート周囲端部の気密性を確保した後、吸引器を稼動

浸水養生シートの固定　吸引口と吸引管
給水ポンプと吸引器　浸水養生状況
写真－１　浸水養生工法の構成

⑥給水ポンプに接続した給水ホースから養生水を供給、浸水養生の開始

浸水養生期間は、型枠の存置期間を含めて、表－１に示した湿潤養生期間を満足する期間とするが、型枠取外し後、浸水養生を１週間以上実施することが望ましい。

給水養生の管理は、コンクリートの吸水速度に応じて養生開始から終了に到るまで一定量を間欠的に給水する。

浸水養生の給水方法は、以下の２点を基本とする。

①1 回の給水量は、対象範囲のコンクリート面全体が濡れるのに必要な量を確認して決定する。

②給水間隔は、コンクリート面が乾燥しない間隔とし、現場での実施状況によって判断する。

4　浸水養生工法によるコンクリートの品質向上

実際に現場で適用される代表的な養生方法である型枠内で表－１の期間養生した供試体と、その６割の期間で脱型し、浸水養生を１週間実施した供試体の品質を比較した。

①圧縮強度の増大

円柱供試体の材齢 28 日圧縮強度は 8%増大する。

②中性化速度の抑制

大型供試体（B:0.3m、H:1.2m、L:8.4m）から採取したコア供試体の中性化速度が 10%低減。

③凍結融解抵抗性の向上

角柱供試体の凍結融解試験 300 サイクル後の質量減少率が 1.7%低減。

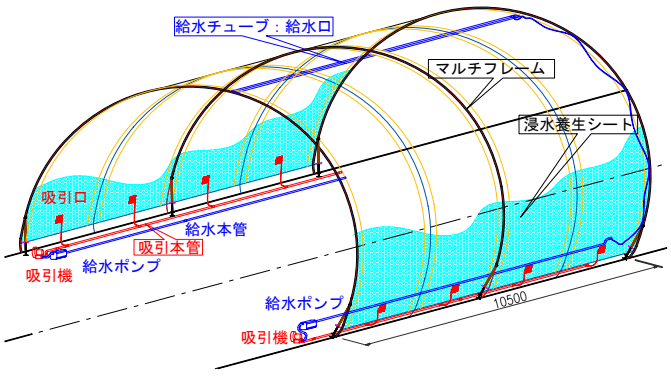
④膨張コンクリートの膨張効果が増大

18 時間で脱型､材齢７日まで封かんまたは浸水養生､材齢 91 日における長さ変化率は 10%低減。

5　浸水養生工法の適用事例

5．１　道路２車線トンネルでの実施例

幅員 10m、高さ 7m、内空断面積 78 ㎡の道路２車線トンネルである。覆工コンクリートの施工単位は１スパン 10.5m（養生面積約 200 ㎡）であり、２スパンにわたって実証試験を実施。６名の作業グループで、１スパンあたり１時間強でシートを展張することができた。工法の構成を図－３に示す。



図－３　トンネルでの浸水養生工法の構

写真－２　浸水養生シート展張作業

5．２　浄水場での実施例

調整池等築造工事では、温度ひび割れを制御するために、低熱ポルトランドセメントを用い、ひ

び割れ誘発目地を設けている。この調整池外壁に対して浸水養生工法を適用した(写真－３)。

調整池の平面寸法は 36.7m×40.7m で、浸水養生システムを 2 セット使用し、4 名からなる作業グループを 2 組編成した。1 セットの施工延長は 63.5m、養生高さ 2.5m で養生面積は 160m^2 であった。

浸水養生の作業は、浸水養生シートのカットなどの準備に 1.5 時間、シートと給水ホースの取付けに 2.5 時間、吸引口、吸引管の取付けに 2 時間を要し、型枠取外しの 6 時間後には浸水養生を開始できた。

写真－３　浄水場調整池への適用

５．３　シールドトンネル立坑での実施例

共同溝工事の一部である立坑は 4 階構造となっており、各階の内壁面に浸水養生を適用した。

本工事では、温度ひび割れを抑制するため、高炉セメントＢ種を用いた膨張コンクリートを使用した。

1 階の内壁の施工延長は 15m、高さ 2.3m で養生面積は 35m^2 である。浸水養生システムは 1 セットとし、給水ポンプは地上に、吸引器は各施工段階での床上に設置した。浸水養生作業は、各段階とも半日で終了した。内壁に浸水養生シートを張る際には、多少の余裕を持たせておくと、シート全体をコンクリートに密着させることができる。

写真－４　箱抜き部の浸水養生シートの密着

また、内壁の一部に写真－４に示すような約 1.2m 四方の箱抜き部が設けられていたが、浸水養生シートを切断し、形状に合わせて張り合わせることによって、シートを密着させることができた。

６　おわりに

コンクリート構造物の耐久性は、鉄筋を保護するかぶりコンクリートの品質に左右されるといっても良く、本工法が、表層コンクリートの密実化に寄与することによって構造物の耐久性向上に貢献できれば幸いである。

参考文献

1) 古川幸則、福留和人、庄野昭：コンクリートの浸水養生システム－型枠取りはずし後の給水養生工法の実用化と効果－コンクリート工学、Vol.49、2011.3、pp.21-28

2) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書【施工編】2007、 pp.126-129、

3) 建築学会：建築工事標準仕様書・同解説JASS5鉄筋コンクリート工事2009、pp.270-277

4) 国土交通省土木工事共通仕様書平成23年版、第1編、第3章、第6節,3-6-9　養生,pp.57

法面削孔装置の移動式可変勾配足場（ななめ台作）の開発

㈱郷土建設藤村組　専務取締役　　梅澤　隆昭

1　はじめに

1．1　開発の目的

近年地すべり工事や道路改良工事等の法面安定工法としてコンクリートやモルタル吹付けによる格子状に形成された法枠や受圧板をグランドアンカー等で地中に反力をとり、法面を安定させる工法が増えている。

写真－１　従来型単管足場

この種の工事でグランドアンカーを施工するには、重量削孔機の使用に耐える強固な足場が必要になる。一般的には写真－１のように、単管とクランプを使用して、足場を斜面の下の方からアンカー工施工最上段の作業床まで組立て、アンカー工を上段の方から施工し、順次足場を解体しながら下の段へ移動していく。このため足場が組み上がるまでアンカー工は施工できず、また下段へ移動する際にも絶えず足場の解体・作業床の設置が必要となる。この足場の組立・解体作業が工程に占める割合が大きいため、この作業を簡略化し、工期短縮を図ることを目的にこの工法を開発した。

1．2　開発の推移（ななめ台作Ｉ工法）

写真－２　ななめ台作Ｉ工法

当初開発は法枠先打工法を想定して行われた。法枠コンクリート打設時に格子状交差部に仮設アンカーを埋め込み、これよりななめ台作のベース枠を固定する。この上に勾配を自由に変化できる上部作業台を吊り込み、ベース枠に専用金具で固定する。ベース枠、上部作業台を順次移動することにより、上部作業台は任意の場所に設置でき、削孔機械をこの上部作業台に設置することにより削孔作業が可能になる。

この段階での工法使用制約条件は以下の３点であった。

① コンクリート・モルタルによる格子状法枠先打工法であること。

② クレーン等の吊上げ機械が使用可能であること。

③ 断面的に直線であること。（ベース枠がセットできれば可能）

１．３　地山法面に対応（ななめ台作Ⅱ工法）

写真－３　ななめ台作Ⅱ工法

近年は「法枠＋グラウンドアンカー工」の工法に変わり「受圧板＋グラウンドアンカー工」の工法が増えてきたが、前記の制約条件①より、ななめ台作Ⅰ工法は使用できなかった。そこで前記制約条件①に対し改良を加え、法面地山に上部作業台を設置できる「ななめ台作Ⅱ工法」を開発した。

この工法は法面地山に仮設H鋼を設置し、そのH鋼に上部作業台を専用金具で固定する。その際発生する各種荷重によるH鋼の下がり、転倒を検討し、その対策を講ずる必要がある。

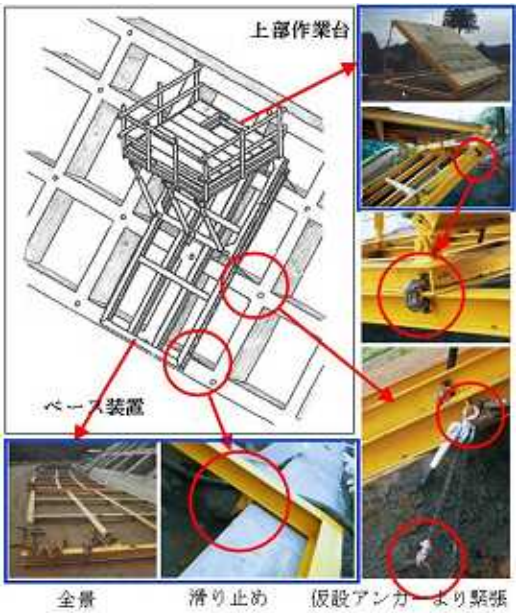
２　ななめ台作Ⅰ工法（法枠先打工法対応）について

２．１　工法の特徴

① 足場は「ベース枠」と「上部作業台」の二つの部材から構成される（図－１）。

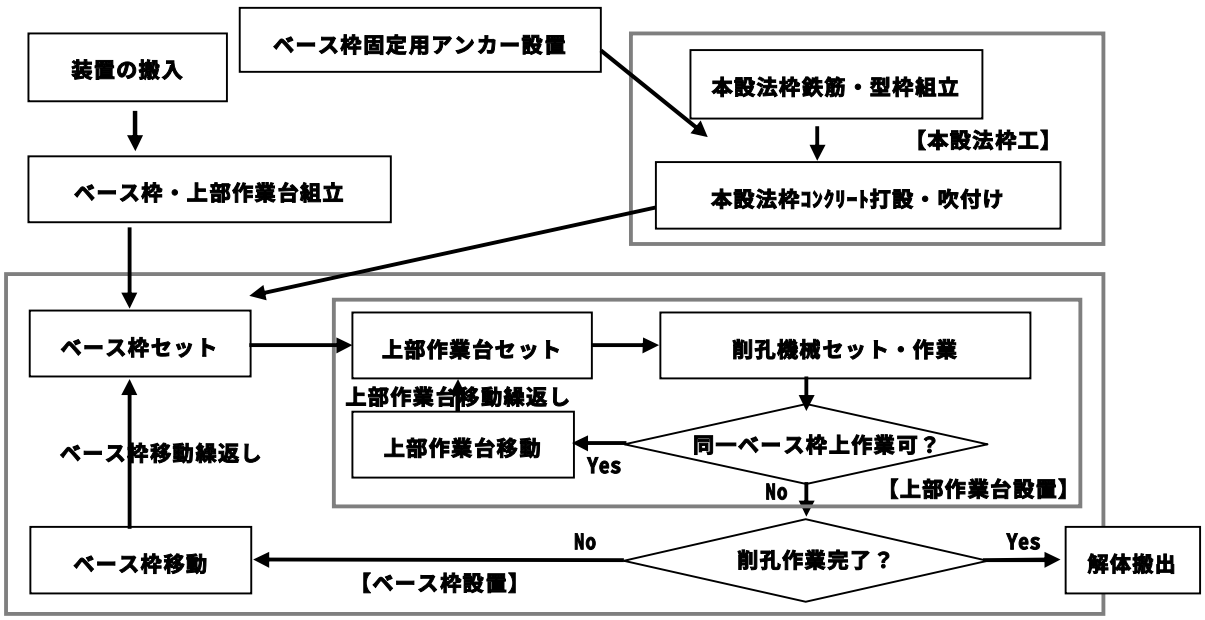
② 「ベース枠」は、本設法枠交点に埋め込んだ仮設アンカーから緊張をかけ固定する。（左図右下写真：荷締め機でベース枠と法枠を緊張する。）

③　固定された「ベース枠」に勾配の調整できる「上部作業台」を専用固定金物（図－１右：ロックマン）で任意の位置に固定できる。



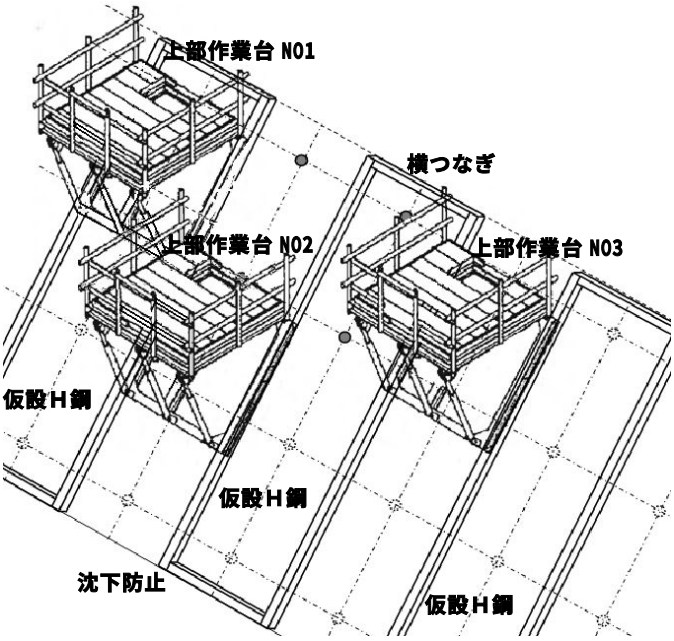
図－１　ななめ台作Ⅰ工法構成部材

２．２　施工フロー



3　ななめ台作Ⅱ工法（法面地山対応）について

3．1　工法の特徴



図－２　ななめ台作Ⅱ工法イメージ図

上部作業台を任意の位置に設置するためにⅠ工法では本設の法枠工を利用したが、Ⅱ工法ではその代わりに山留材Ｈ鋼等を使用する（図－２、写真－４，５）。

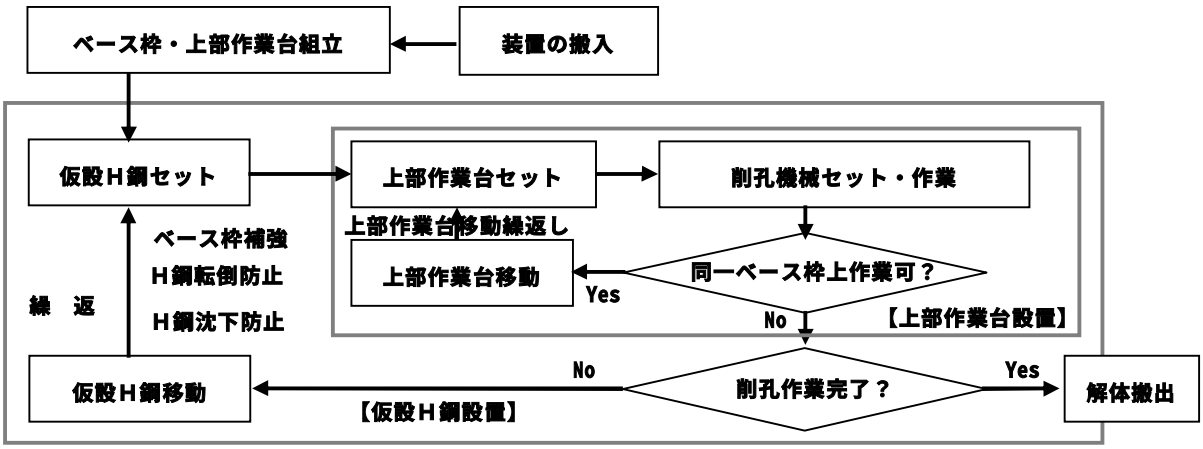
その際に「仮設Ｈ鋼、上部作業台、削孔機械、ロッド、ケーシング、作業員等の重量」と「地山を削孔することによって発生する反力」を考え、Ｈ鋼のめり込み、Ｈ鋼の転倒を検討し、必要に応じて対策を講ずる必要がある（図－２）。

Ｈ鋼に係る荷重を分散するために、Ｈ鋼と上部作業台の間にベース枠を挟んでも効果がある（写真－５）。

写真－４　Ｈ鋼＋上部作業台

写真－５　Ｈ鋼＋ベース枠＋上部作業台

3．2　施工フロー



4　利点・制約条件

4．1　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。（共通）

②上部作業台１基にベース枠等を複数基使用すると削孔作業を連続して出来る。（共通）

③設置作業が２種類の締付け器具しか使用していないので熟練工を必要としない。（Ｉ工法）

④法枠本体に固定しているので、作業時の振動が軽減される。（Ｉ工法）

4．2　制約条件

①法枠先打工法であること。（Ｉ工法）

②クレーン等の吊上げ機械が使用可能なこと。（共通）

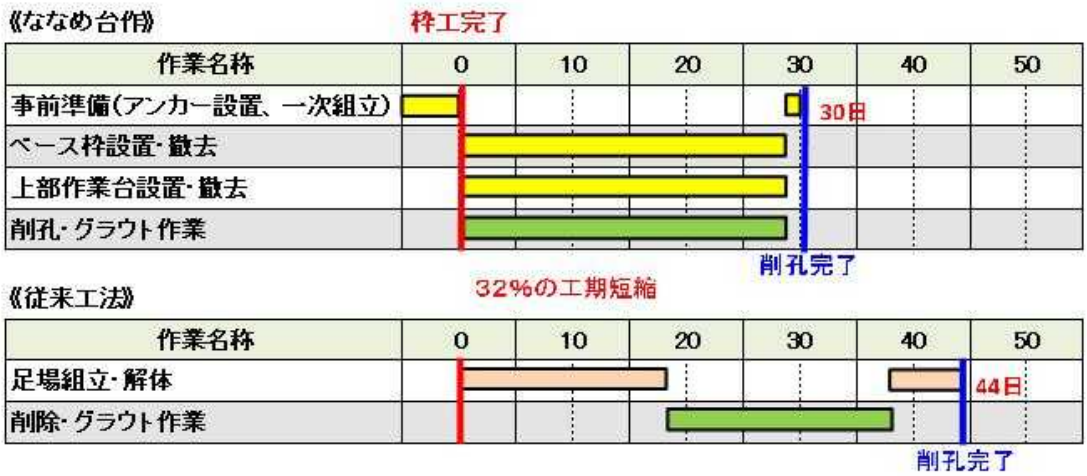
③断面的に直線形状であること（ベース枠等がセットできれば可能）。（共通）

④削孔機械本体重量が３ｔ以下であること。（共通）

5　工程比較（ななめ台作Ｉ工法）

【想定現場】吹付法枠工　1:1.2　3.0m×3.0m　500m2(L=70m,SL=7.14m)

グラウンドアンカー工　L=12.0m　55 本



図－３　従来工法とななめ台作Ｉ工法の工程比較

6　結びに

本工法開発から８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）を行い普及を計ってきましたが、自社工事以外の活用事例は１件のみです。工期短縮、経費削減には大変有効な工法と思っています。工法使用の制約条件がクリアーできる現場でのご検討をお願いします。

第1会場

第Ⅱグループ

パイプドリル工法による岩盤掘削実績

鹿島建設　北陸支店　所長　　笠川　雅章
北陸支店　次長　　荻野　　剛
北陸支店　課長　　○大津　啓介
北陸支店　課長代理　青柳　孝義

1　はじめに

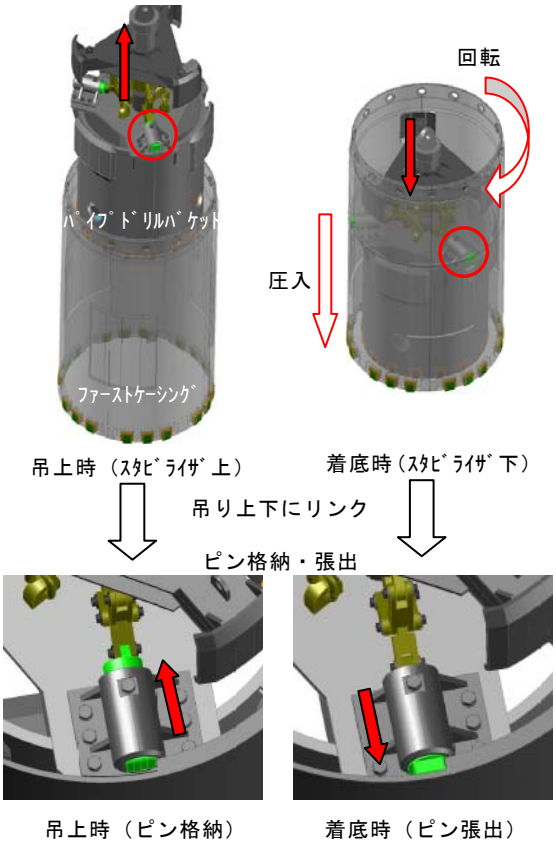
従来技術では、全周回転掘削機を用いて岩盤を掘削する際には、ケーシング内に重錘（チゼル等）を自由落下させ岩盤を破砕するという方法が一般的であった。しかし止水壁を岩盤層まで根入れし止水性を確保する必要があるような工事では、チゼルによる破砕では基礎岩盤を傷めるという問題があった。同時に大深度及び水中掘削においては、チゼルによる破砕では掘削効率が大きく低下するという課題もあった。そのため全周回転掘削機から回転トルクを確実に伝達し、岩盤に亀裂を与えずに掘削することが可能なパイプドリル工法（弊社開発技術）による掘削を行い、良好な結果が得られたのでその概要と実績について報告する。

写真－１　パイプドリル使用状況

2　開発のポイント

従来の中掘り装置は、ケーシングの回転トルクをバケットに伝達する際、油圧シリンダなどの油圧機構を用いていた。このため油圧制御装置などが大掛かりとなり、また油圧ホースの切り回しなどで施工性が低下した。

今回の機構はスタビライザの上下のリンク機構によってピンを格納・張出しするもので、ファーストケーシングにつけた反力窓（凹凸）のコーナー部に全周回転掘削機の回転方向の動きに応じてピンがセットされ、全周回転掘削機のトルクを伝達している。そのピンによりファーストケーシングとパイプドリルの着脱を実現させた非常にシンプルな機構である。この機構はグリップによる摩擦抵抗を用いた場合のようなすべりが発生しないため、ケーシングの回転トルクを確実に伝達することが可能である。



図－１　パイプドリル機構概要図

3　工法概要

パイプドリル工法は、油圧不要のリンク機構により全周回転掘削機のトルクをパイプドリルに伝達し、硬質地盤を切削する工法である。従来技術のチゼル破砕と比較して大深度及び水中での掘削効率の低下を極力抑え、基礎岩盤を傷めずに低騒音・低振動での施工が可能である。掘削径はφ1000mm～φ3000mm に対応している。

3．1　パイプドリル機構

パイプドリルは、本体をケーシング内に挿入し着底させると、吊りワイヤーが緩みスタビライザが降下してピンが張出す構造である(写真-２)。

着底後、全周回転掘削機を回転させることで、ピンを反力窓のコーナー部（写真-３）にセットし、全周回転掘削機の回転・押込力をパイプドリルに伝達させ岩盤を掘削する。掘削完了後は、全周回転掘削機を逆回転させ、本体を吊上げることでピンが格納され、ファーストケーシングより離脱し本体の引上げが可能となる。

(a) ピン格納状態　(b) ピン張出し状態

写真-２ パイプドリル

写真-３ ファーストチューブ

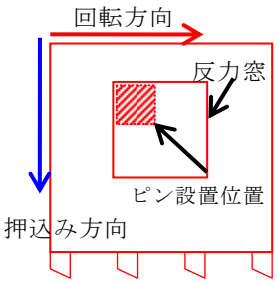
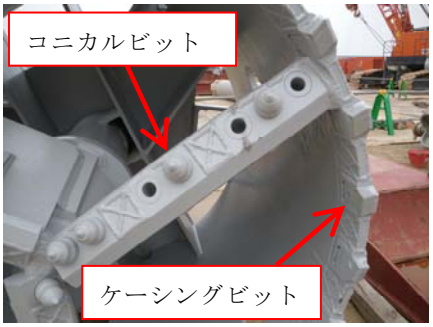


図-２ ピン設置概略図

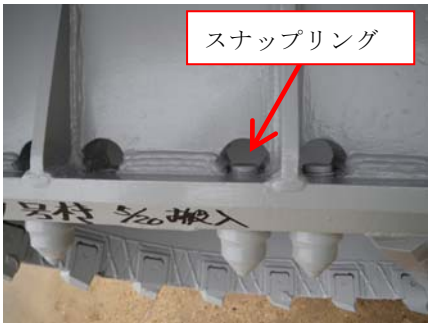
3．2　掘削機構

パイプドリルの刃先のビットにはコニカルビットを用いた。コニカルビットは岩盤の当りが強いとビット自体が回転することで均一に岩盤面をメタル部分で切削することが可能であり、ビットが片減りするのを防いでいる。コニカルビットは１軌跡１ビットを基本とするが、岩盤強度に応じて１軌跡２ビットとすることも可能である。またビット交換を容易にするため３本のスポークをボックス構造とし、スナップリングによりビットの取付け固定を行っている。なお外周部にはケーシングビットを装着している。

写真－４　掘削ビット形状



写真－５　ビット形状拡大



写真－６　ビット取付け状況

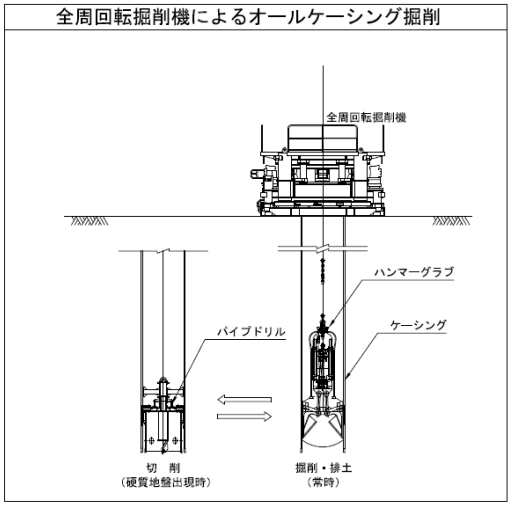
３．３　施工手順

常時はハンマーグラブにより掘削を行い、硬質地盤出現時はパイプドリルに切り替え、岩盤を切削し排土はハンマーグラブにより行う（図－３）。以下にパイプドリル使用時の施工手順を示す。１ストロークの削孔長は 0.4m程度に設定している。

①　ケーシングによる先行掘削

②　パイプドリル挿入、切削、引上げ

③　ハンマ-グラブによる排土



図－3　掘削要領図

３．４　工法の特徴（メリット）

①　岩盤を切削するため、基礎岩盤を損傷することがない

②　チゼルによる破砕と比較し低騒音・低振動で施工可能である

③　クレーンの吊り上下に連動しピンが格納・張出しすることでバケットの着脱が可能

④　ファーストケーシングに設けた反力窓により確実にトルクの伝達が可能

⑤　油圧不要で構造がシンプルなため、故障が少なくメンテナンスも容易

写真－７　掘削後の孔壁

写真－８　掘削底面

写真－９　掘削ズリ（花崗岩）

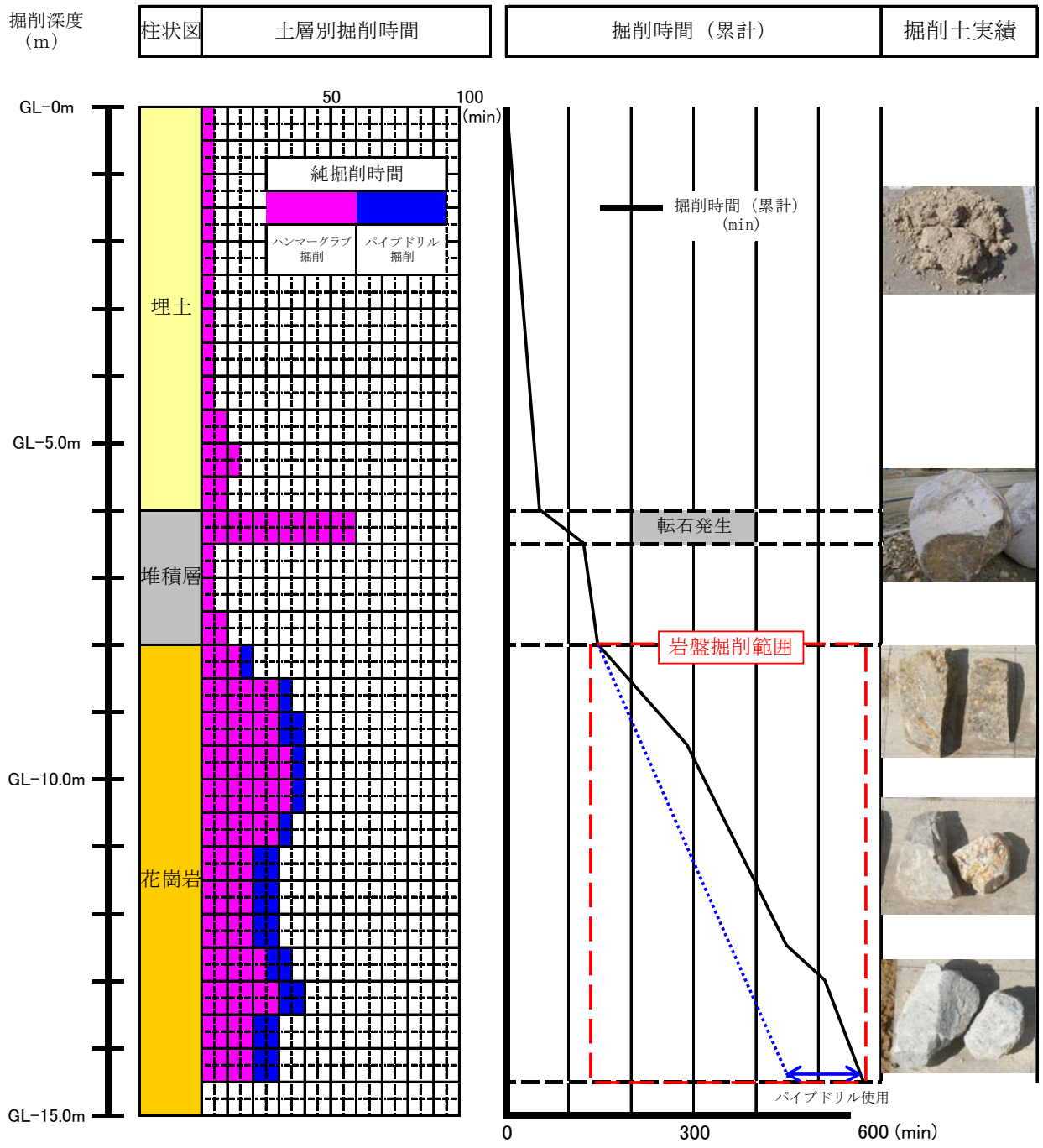
４　パイプドリル掘削実績

表-１、図-４に国内某現場における掘削実績の一例を示す。掘削径は φ1500mm、掘削深度は GL-14.5m、岩級区分は CL 級以上の中硬岩を主としている。

本工事ではパイプドリルを ｑｕ=60～100 N/mm^2 級程度の硬岩で使用した。パイプドリルの使用時間、使用回数は岩級区分により差異はあるものの岩盤掘削時間に対するパイプドリル使用時間は平均で 30%程度であった。１ｍあたりの掘削所要時間は 83.5min/m であり、従来工法のチゼル掘削（参考：積算基準ベース 92.8min/m）と比較し、およそ 10%掘削効率が向上した。

表-1 掘削実績

掘削径	φ1500 mm
岩級区分	CL級以上
岩盤掘削長 (a)	6.5 m (GL-8.0～14.5m)
岩盤掘削時間 (b)	543 min
パイプドリル(以下PD) 使用時間 (c)	137 min
PD使用回数 (d)	9 回
純掘削速度 (b/a)	83.5 min/m
PD使用比率 (c/b)	25.3%
PDサイクル (挿入→掘削→引き上げ) (c/d)	15.2 min/回
ファーストビット消耗量 (ケーシング)	0.55個/m
コニカルビット消耗量 (パイプドリル)	0.11個/m



図－４　掘削実績

5　おわりに

本工事でパイプドリル工法はｑｕ=60～100 N/mm^{2}級程度の硬岩に対しても掘削が可能であることを確認した。また最大深度 GL-42ｍでの水中岩盤掘削においても効果を確認した。本工法は基礎岩盤を傷めないということを主眼としているので、岩盤掘削を伴う止水壁工事や遮水壁工事などに広く適用可能である。安全面については、パイプドリル使用中はクレーンの動揺がほとんど無いのでチゼルによる破砕と比較し安心感があった。今後、全周回転掘削機による岩盤掘削工事のツールの一つとして広く展開していきたいと考えている。なお本工法は多工種に亘り展開すべく、開発を継続中である。

老朽化砂防堰堤における物理探査を用いた解析モデル構築について

北陸地方整備局　湯沢砂防事務所　　調査課　○杉崎　亮太
湯沢砂防事務所　　事務所長　萬徳　昌昭
湯沢砂防事務所　調査課係長　石田　哲也

1　はじめに

土木構造物の老朽化が社会的問題として取り上げられるようになり，老朽化した土木構造物の機能維持が重要視され，今後どのように管理していくかが重要な課題となっている．こうした社会動向を踏まえて砂防堰堤についても適切な補修や補強を実施し，長寿命化を図ることが求められている．

湯沢砂防事務所管内では，昭和初期に築造された砂防堰堤が多く存在し，その中で練石積粗石コンクリート製のアーチ式砂防堰堤において漏水等変状が発生し，砂防堰堤が倒壊すると下流域へ大量の土砂流出を引き起こすことが懸念されるため，適切な補修及び補強の対応が求められている．練石積粗石コンクリート製のアーチ式砂防堰堤は，通常の重力式砂防堰堤とは異なり，施工方法が特殊で，さらに複雑な応力機構を有することから安定解析モデルが必要である．

このため，砂防堰堤内部の状況について，ボーリングのみによる調査では掘削した鉛直方向しか把握できず，練石積粗石コンクリート製という特殊な施工方法で施工された砂防堰堤の内部構造の把握が困難であり，堤体の安定解析モデルを十分な精度で評価できない．

このことから，堤体の安定解析モデルにおいて十分な精度で評価することを目的に，ボーリング間のデータを補う手法として物理探査（弾性波探査及び電気探査）を実施し，堤体の変状結果との整合性の確認を行った．

2　調査手法について

堤体の内部構造を把握するためには，直接状況確認ができるボーリング調査を実施することが一般的である．

しかし，ボーリング調査では，点の情報しか把握できないため空間的な情報を得るために，物理探査（弾性波探査及び電気探査）を実施した．また物理探査の適合性を確認するため，表面の外観変状を把握し，堤体の損傷状況との整合性を検討する情報を得ることとした．

2．1　ボーリング調査

堤体内コンクリートの性状（間隙，劣化など），水の浸透状況を把握する目的でボーリング調査を実施した．実施箇所は，堤体の間隙，劣化状況について確認するため堤体左右岸,中央を代表地点として 3 本のボーリングを実施した．

２．２　物理探査

堤体内部の粗石コンクリートの状況を把握する目的で，物理探査として弾性波探査と電気探査を実施した．本調査では，測定間隔を 1m とした．

２．２．１　弾性波探査

起振点より起振した波を受振点にて弾性波として捉えて弾性波速度を測定する方法である（図-1）．弾性波速度は，屈折法により 1m 区間速度を求めた．

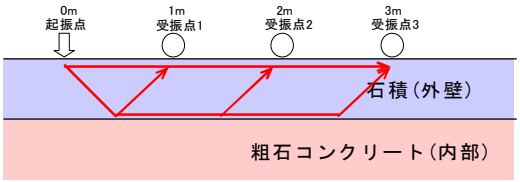


図-1　1m 区間弾性波速度測定方法

弾性波探査では，構造物の劣化が進み間隙が多く存在する場合やその間隙が浸透水により満たされる場合，弾性波速度が遅くなり，間隙が少なく健全な構造物では速くなる傾向があり，この特性により砂防堰堤内部における劣化の程度を評価する．

２．２．２　電気探査

地盤等に人工的に電流を流し，その電流によって発生した電位を測定することで，単位体積あたりの電気抵抗を求めるものであり，物質固有の値を示す比抵抗を測定する方法である．本調査では，等間隔に電極を配置するウェンナー電極配置とした（図-2）．

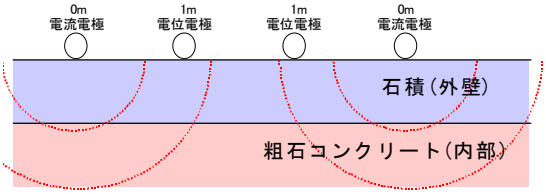


図-2　1m 区間比抵抗値測定方法

両側の電流電極から流す電流により発生した電位分布が堤体の割れ目や含水状態により変化し，電位電極での測定電位に変化が生じることから割れ目や含水状態を見掛け比抵抗の変化として検出することができる．

電気探査では，劣化が進み間隙が多く空気で満たされた場合に大きくなり，間隙が水で満たされた場合に比抵抗は小さくなる傾向があり，これにより砂防堰堤内部における間隙の程度を評価する．

２．３　表面の変状調査

表面の石積みと内部の粗石コンクリートは，同時期に作られていることから，施工時の品質に相関があると考えた．また，外部からの応力による堤体の変状もしくは破壊があった場合についても，一体構造であることから変状に相関があると考えた．

前述の仮定に基づき，表面に現れた変状は，内部の粗石コンクリートの変状を反映していると考えられるため，表面の外観調査を実施した．

３　結果と考察

調査結果について，堤体の構造把握における物理探査の適合性を確認するため，ボーリング調査，表面変状との比較検証を行った．

３．１　弾性波探査結果とボーリング・表面変状調査結果との比較検証

弾性波探査の結果とボーリング調査による間隙の多少による比較を検証した結果，弾性波速度 V=2,200m/sec として差が生じた（図-3）．

次に弾性波探査結果と表面変状調査の積石状況の隙間度合いによる比較を検証した．積石の隙間間隔 15mm 以上を隙間大，隙間間隔 15mm 未満を隙間中と健全な状態の 3 つに分類すると，弾性波速度 V=2,200m/sec を境界として健全なものと分離され，弾性波速度 V=1,900m/sec を境界として積石隙間間隔 15mm 以上と分類された(図-3)．この結果から，積石の隙間間隔に対しては弾性波速度が速いほど健全な状態を示いると推察される．同様に，漏水状況を見ると弾性波速度 V=2,200m/sec より小さい範囲で漏水が確認された（図-3）．

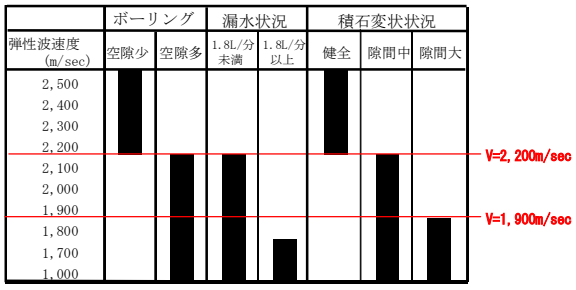


図-3　弾性波速度に対する検討結果

３．２　電気探査（比抵抗）結果とボーリング・表面変状調査結果との比較検証

電気探査の結果とボーリング調査による間隙の多少による比較を検証した結果，比抵抗値 ρ =1,000Ωm を境界として差が生じた（図-4）．

次に電気探査結果と表面変状調査の積石状況の隙間度合いによる比較を検証した．比較にあたっては弾性波探査と同様に積石の隙間間隔 15mm 以上を隙間大，隙間間隔 15mm 未満を隙間中と健全な状態の 3 つに分類して比較を行った．比抵抗値 ρ が概ね 1,000Ωm を境界として健全なものと隙間中及び大と分類された(図-4)．また積石の隙間の大きさによる比抵抗値の差は認められなかった．この結果から，積石の隙間間隔に対しては比抵抗値が小さいほど健全な状態を示していると推察される．同様に，漏水状況を見ると比抵抗値 ρ =1,000Ωm より大きい範囲で漏水が確認された．一方漏水状況との比較においては，漏水度合いの違いに比抵抗の変化が見られなかった（図-4）．

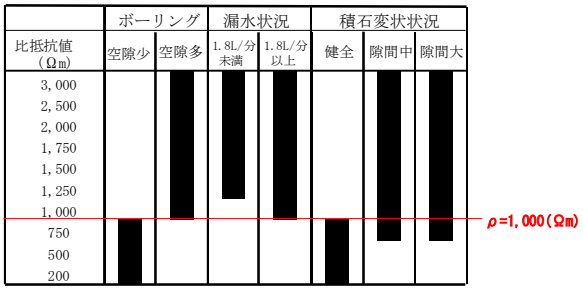


図-4　比抵抗値に対する検討結果

３．３　物理探査結果とボーリング・表面変状調査結果との堤体位置での比較検証

物理探査（弾性波探査及び電気探査）結果から砂防堰堤に想定される堤体の状態を整理した（表-1）．

表-1　物理探査から想定される堤体の状態

		比抵抗 小 ⟷ 大	
弾性波速度	遅 ⇕ 速	空隙や割れ目が多く，水で満たされた状態	空隙や割れ目が多く，空気で満たされた状態
		割れ目が少なく健全な状態	空隙や割れ目が存在し，空気で満たされた状態

整理された砂防堰堤に想定される堤体の状態をより明確に表現して砂防堰堤における老朽化の状況を評価するため，弾性波速度（図-3）と比抵抗値（図-4）の関係を示すグラフを作成した（図-5）．弾性波探査の結果から得た健全度の評価を行った閾値 V=2,200m/sec

と V=1,900m/sec，電気探査の結果から得た健全の評価を行った閾値 ρ=1,000Ωm により，砂防堰堤の健全度を A～F に分類することが出来た（図-5）．

この分類された結果を砂防堰堤における測定箇所毎に示して検討した結果を以下で述べる．

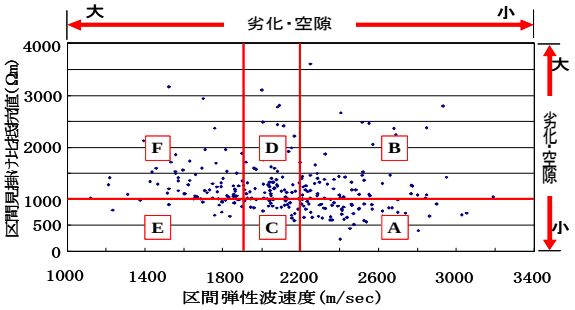


図-5　区間弾性波速度と比抵抗の関係における堤体の健全度評価の指標

３．３．１　堤体の健全度評価の指標とボーリング調査結果比較

堤体右岸上層及び中央・左岸中層において，ボーリング調査結果では間隙が多く，物理探査による堤体の健全度が悪い箇所との相関が確認できた（図-6）．また中央下層において，ボーリング調査結果では間隙が少なく，物理探査による堤体の健全度が良い箇所との相関が確認できた（図-6）．

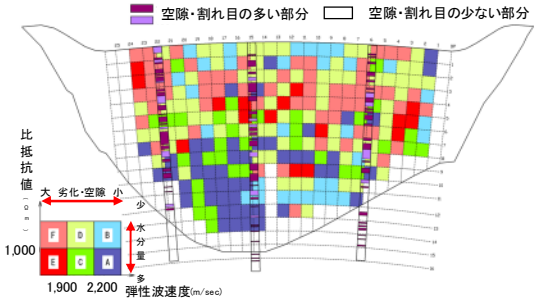


図-6　ボーリング結果と解析結果の関係

３．３．２　堤体の健全度評価の指標と積石隙間度合い比較

堤体右岸中上層及び中央・左岸中層に隙間度合いの大きい箇所が多く，物理探査による堤体の健全度が悪い箇所との相関が確認できた（図-7）．また，堤体下層には隙間度合いの小さい箇所が多く，物理探査による堤体の健全度が良い箇所との相関が確認できた(図-7)．

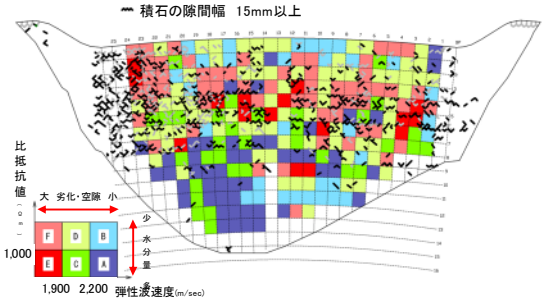


図-7　石積変状状況と解析結果の関係

以上の結果から，間隙・割れ目の多い積石の隙間度合いが大きい箇所では，E・F 領域とがほぼ一致していることがわかった．また，間隙の少ない積石の隙間度合いが小さい箇所では，A・B 領域とがほぼ一致していることがわかった．

４　まとめ

練石積粗石コンクリート製のアーチ式砂防えん堤において，物理探査の実施を試みた結果，表面と内部の粗石コンクリートの変状状況を比較的精度良く反映することが出来た．

この結果より，物理探査によって堤体の内部構造において間隙の有無を把握することが可能と考えられ，堤体の面的な構造把握を実施することが出来るものと示唆される．

今後は，この結果を踏まえて構築した堤体の安定解析モデルにより安定解析を実施し，実現象との比較検討を行っていきたい．

参考文献：(株)キタック，平成21年度 湯沢砂防事務所管内老朽化えん堤調査試験業務報告書

舗装工事におけるマシンコントロール技術の適用について

世紀東急工業（株）技術本部　技術部　技術グループ　○板東　芳博
技 術 研 究 所　　草刈　憲嗣

１．　はじめに

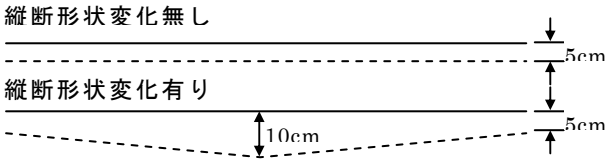
舗装工事におけるマシンコントロール（ＭＣ）技術は、平成２５年度からの直轄工事における一般化へ向けてモータグレーダのＭＣ技術の普及が見られるようになった。舗装工事ではこの他にアスファルトフィニッシャや路面切削機へのＭＣも取り組まれている。本文では、今後の維持修繕工事や小工事への適用を意識し、路面切削機およびリースによる国産アスファルトフィニッシャへのＭＣの検証を行い、その適用性を検討したので報告する。

２．　検証内容

２．１　路面切削機

ＭＣシステムは、自動追尾式トータルステーション（ＴＳ）を用いたシステムを採用した。検証ヤードは、延長３０ｍ、幅１２ｍとし、１回の切削幅２ｍで６種類の切削作業を行った。

検証内容は、仕上がり精度に影響を及ぼすと考えられる切削機の走行形式（ホイール式、クローラ式）の違い、作業速度の違いによる仕上がり精度を計測することとした。また、設計データへの追従性を評価するために設計面は切削厚さを一定としたものと、切削厚さを変化させたものの２種類を検討した。縦断形状の概略を図－１に示す。また、切削作業の内容を表－１に、使用した切削機の主な諸元を表－２に示す。



図－１　検証を行った縦断形状の概略

表－１　検証を行った作業内容

	切削機の走行形式	作業速度（m/分）	縦断形状
1	ホイール	5	変化無し
2	ホイール	10	変化無し
3	ホイール	5	変化有り
4	ホイール	10	変化有り
5	クローラ	10	変化有り
6	クローラ	10	変化有り

表－２　使用した切削機の主な諸元

切削機の走行形式	全長（m）	全幅（m）	切削幅（m）	運転質量（kg）	最大切削深（mm）
ホイール	10.470	2.470	2.050	29,000	230
クローラ	7.200	2.585	2.000	30,000	320

仕上がり精度の評価は、施工延長５ｍ間隔で仕上がり高さを計測し、そのバラツキ（標準偏差）を求めるとともに、３ｍプロフィルメータで平たん性を測定した。

２．２　アスファルトフィニッシャ

当社ではすでに自社保有の外国製アスファルトフィニッシャ（ＡＦ）によるＭＣを行っているが、今回はその適用範囲を拡大するために、リース会社で主に貸し出されている国産AF（ 写真-3）および国産ミニAF（ 写真-4） を用いた。ＭＣシステムは路面切削機と同様、自動追尾

式ＴＳを用いたシステムを採用した。

検証は、① プリズム取付け位置の影響② スロープセンサとの併用（ 片側を TS による ICT 施工による制御とし、もう片方の端部の高さはスロープセンサで制御）の影響について行った。プリズム取付け位置は、スクリード端部およびレベリングアームに取付け、その違いについて確認した。

検証は、施工端部の高さを 5m 間隔で測量し、設計高さとの違いをバラつき（ 標準偏差）の大きさで評価した。

写真－１　ホイール式切削機の施工状況

写真－２　クローラ式切削機の施工状況

写真－３　国産ＡＦの施工状況

写真－４　ミニＡＦの施工状況

３．　検証結果

３．１　路面切削機

計測結果を表－３、４に示す。

表－３　設計面からの仕上がり高さのバラツキ（単位：mm）

設計面形状	変化無し		変化有り	
作業速度	5m/分	10m/分	5m/分	10m/分
ホイール式	1.50	2.65	1.05	1.75
クローラ式	－	2.20	－	1.25

表－４　平たん性（単位：mm）

設計面形状	変化無し		変化有り	
作業速度	5m/分	10m/分	5m/分	10m/分
ホイール式	0.5	0.8	2.1	3.0
クローラ式	－	0.9	－	1.8

３．１．１　切削機の種類による違い

作業速度 10m/分におけるホイール式切削機、クローラ式切削機の設計面からの仕上がり高さのバラツキを比較すると、クローラ式切削機のほうがバラツキは小さい。平たん性は、設計面形状の変化が無い場合は、ホイール式切削機とクローラ式切削機でほぼ同様の値を示しているが、形状変化が有る場合は、クローラ式切削機とホイール式切削機の平たん性には大きな差があり、クローラ式切削機の方が標準偏差が小さく、平たん性が良好であった。

これより同じ作業速度においては､クローラ式切削機の方が精度は優れているといえる。

３．１．２　作業速度による違い

ホイール式切削機では、設計面の形状に関わらず作業速度が速くなると仕上がり高さのバラツキが大きくなった。平たん性については、標準偏差が大きくなるため低下した。

クローラ式切削機については、実際の作業では低速で行うことが少ないこと、既往の文献 [1)]で速度依存性が認められないことが示されていることから、作業速度の違いによる検証は行っていない。

３．１．３　設計面形状による違い

設計面形状による仕上がり高さは、切削機の種類、作業速度に関わらず、設計面形状に変化がある方がバラツキが小さい結果となった。このような結果が得られたのは、設計高さの変化に対するＭＣの精度の良さが影響していることを確認できた。

平たん性に関しては、設計面形状に変化がある方が標準偏差が大きい。これは、施工延長が短いことから縦断線形の変化そのものが平たん性の値に影響を及ぼしたものと推測される。

３．２　アスファルトフィニッシャ

表-5 に国産 AF,　表-6 に国産ミニＡＦの試験結果を示す。この結果、国産 AF の場合にはレベリングアームにプリズムを、国産ミニＡＦの場合には、スクリード端部にプリズムを取り付けた方が施工精度は高い結果となっている。スロープセンサ側の施工精度は共に±10mm 以上となっており、AF の施工精度としては相応しくない結果となった。

今回の試験施工では、国産 AF、国産ミニ AF 共に設計データに基づいて高さ制御を行っている事が確認できたが、施工精度のバラつきが若干大きいようである。この原因とし

表-5 国産 AF(HA60W)の結果(標準偏差)

(mm)

	スクリード端部	レベリングアーム	スロープセンサ
1	±8.13	±1.89	±16.52
2	±8.30	±2.41	±16.79
3	±5.61	±5.41	±10.01
4	±8.99	±2.22	±3.37
5	±3.60	±1.50	
6	±6.35		
7	±1.51		
平均	±6.58	±3.03	±12.91

表-6　国産ミニ AF(HA31W)の結果(標準偏差)

(mm)

	スクリード端部	レベリングアーム	スロープセンサ
1	±4.60	±8.01	±27.14
2	±3.59	±7.18	
3	±2.97		
平均	±3.78	±7.61	±27.14

ては、機械の初期設定（バルブオフセットやスロープセンサ感度）が適切でなかった事にあると思われる。特にスロープセンサを用いた場合の精度が悪いがこれは、センサ感度の他にセンサの取付け位置などが影響していると考えられる。

4．　まとめ

今回の検証では、路面切削機ではオペレータが切削高さを操作する従来の作業方法でのデータを取っていないが、ＭＣによる作業結果のみを見た場合、機械種別や作業速度といった条件により差はあるものの、設計面からの仕上がり高さのバラツキは約３mm 以内であり、平たん性も概ね 2.4mm 以下を示している。

以上のことから、切削機のＭＣは実用には十分な精度を確保できるといえる。ただし、ホイール式切削機においては、作業速度が速くなるにしたがって仕上がり精度が悪くなる傾向が確認できたので、実際の現場での適用に際しては作業速度についての検討が必要と思われる。

また、ＡＦではＭＣ自体は適用可能であることは確認できたが、期待する精度を確保するための初期設定値を把握するのに時間を要することがわかった。

舗装機械でＭＣを行うには、排土板やスクリードを動かすための、バルブへ送る最小電気信号（排土板等を動かす力）を意味する「バルブオフセット」値や、油圧シリンダの作動速度を表す「バルブゲイン」値などを設定する必要がある。これら機械の初期設定は、機械の個体により設定値が異なるため、リース機などに適用していくためには更なる検証を重ねる必要があると思われる。このことから今後の対応として、初期設定の違いによって施工精度にどのように影響が出るかについて確認しておく必要がある。

5．　おわりに

路面切削機へのＭＣの適用は、施工精度の点からは十分に対応できることが確認できた。ただし、実際の道路修繕工事への適用に際しては、作業速度の他に、街路樹や電柱、その他構造物により自動追尾式ＴＳと路面切削機間の見通しが確保できず、ＴＳの据え換え回数が増加したりＴＳの配備台数の増加したりなど、効率的な施工を妨げる課題が発生する。

また、高い施工精度が要求されるＡＦについては、ＭＣに必要な初期設定値が定かではないリース機を用いる場合は､事前に試験施工などを行って初期設定値を把握しておく必要がある。

今後は実施工でこれら舗装機械のＭＣを行い､これらの課題への対応を検討する所存である。

≪参考文献≫

1）梶原、立花、山田：情報化施工の応用について、第 11 回北陸道路舗装会議論文集、ポスターセッション 814、2009.6

タフスラブ・ラピッド工法（道路橋床版上面増厚工法）

株式会社大林組　生産技術本部　橋梁技術部　○早川　智浩
株式会社大林組　技術本部　技術研究所　技術ソリューション部　青木　茂
株式会社大林組　生産技術本部　橋梁技術部　伊奈　義直

1　はじめに

近年、高度成長期に建設・整備された多くの道路橋、高架橋では、経年劣化や交通荷重の増加により鉄筋コンクリート製床版（以下、RC 床版）の劣化が進んだ箇所が多く、既存ストックを安心・安全に利用するために有効な補強対策が求められている。そこで、当社は、このようなニーズに応えるため、RC 床版を対象とした新しい上面増厚工法を開発した。本稿では、上面増厚工法の概要および従来工法の課題を述べ、その課題を解決した新しい増厚材を紹介するとともに、その増厚材の材料試験結果および施工性能試験結果について報告する。

2　工法概要

2．1　上面増厚工法概要

RC 床版における上面増厚工法は、従来から各方面で検討が行われている技術である。劣化が進んだ RC 床版に対して、舗装の表層を切削・撤去後、舗装の一部を上面からコンクリート系の材料で置換し、死荷重を大きく増加させることなく RC 床版の剛性を高める工法である（図-1 参照）。ただし、上面からの施工であるため交通規制を伴う。工法による効果は、RC 床版の剛性を向上させ、輪荷重の影響によって床版に発生する応力を低減させるとともに、押抜きせん断耐力を向上させ、RC 床版の疲労耐久性が向上する。

2．2　従来工法の課題

従来工法では、増厚材として硬練りの超速硬型の鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC）を用いることが一般的であり、適用時に次に示す 3 つの課題があった。

①硬練りの SFRC は、製造・運搬・打込に大規模な機械設備を必要とし、車線の多い高速道路や工事期間が十分に取れる場合などでは適用性があるが、一般道路等の場合、工事時間に制約がある場合や緊急性の高い場合には適用が難しい。

②第二に、上面増厚の一部に補強鉄筋を配置する必要がある場合、補強鉄筋背面への SFRC の充てんが困難となるため、既設床版との一体化に問題がある。

③寒冷地域における凍結融解による床版表層の劣化など、薄肉の表層補修には向かない。

2．3　改善策

3 つの課題は、いずれも増厚材の材料特性に起因する。この課題解決のため、増厚材には高流動モル

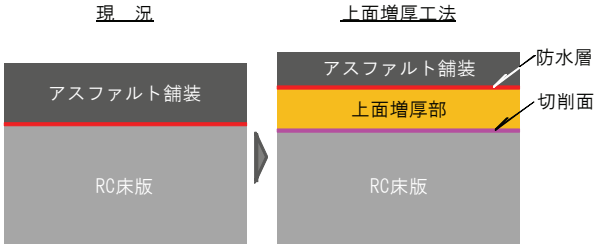


図-1　上面増厚工法断面例

タルを採用し、可使時間を確保しつつ、打込後は短時間で所定の強度を発現する高強度モルタルを開発した。ただし、増厚材としてモルタル単独ではひび割れ抵抗性に乏しく、SFRC と比較して性能低下が懸念される。このため、SFRC の鋼繊維の代替材として有機短繊維を採用し、ひび割れ抵抗性の確保、じん性の向上を図った。これにより本材料を用いることで、コンパクトな機械設備で製造・運搬・打込が可能で、高い充てん性を確保しつつ、SFRC と同等の性能を確保した。また、粗骨材を使用しないため、薄肉補修にも適用可能となった。

3　増厚材の性能確認試験

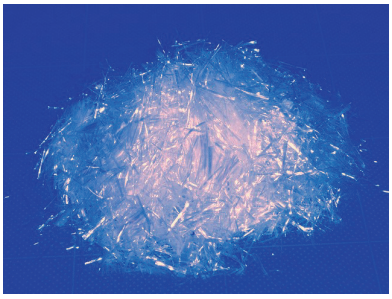
3．1　増厚材の配合

増厚材の配合を表-1 に示す。使用材料は、超速硬型のプレミックス粉体、水、綿状ポリプロピレン繊維（写真-1）で構成される。粉体配合は、上面増厚工法で一般的な可使時間である 40 分以上を確保しつつ、品質管理項目 [1)]の材齢 3 時間で圧縮強度 24N/mm^2 以上を満足できるように配合の改良・改善を行った。ポリプロピレン繊維は、細径で混練時の分散性が高い繊維を選定し、繊維混入量はひび割れ分散性を高めるために混練状況を

表-1　増厚材の配合

プレミックス材料			補強繊維
W/B (%)	S/B (%)	W (kg/m^3)	混入率 (Vol%)
36.9	105	338	1.5

※　W:単位水量，B:結合材，S:細骨材
W/B:水結合材比，S/B:砂結合材比



繊度　:13dtex
繊維長:12mm

写真-1　綿状ポリプロピレン繊維

写真-2　増厚材のフレッシュ性状

表-2　材料試験結果

試験項目			試験方法	試験結果		
品質管理項目 [1)]	フレッシュ性状	可使時間	練混ぜから仕上げが不可能となるまでの時間	78 分		
		スランプ	JIS A 1101	5 分後：22.5cm	60 分後：20.5cm	
		空気量	JIS A 1128	5 分後：3.2%	60 分後：3.2%	
	硬化特性	圧縮強度	JIS A 1108	3 時間：27.2N/mm^2	7 日：51.2N/mm^2	28 日：58.0N/mm^2
		曲げ強度	JSCE-G 552	7 日：6.63N/mm^2	28 日：7.33N/mm^2	
追加試験項目	フレッシュ性状	スランプフロー	JIS A 1150	5 分後：41.0×40.0cm	60 分後：38.0×36.0cm	
		フロー	JIS R 5201	5 分後　0 打：120×119mm 5 分後　15 打：203×203mm	60 分後　0 打：112×110mm 60 分後　15 打：190×186mm	
		単位容積重量	JIS A 1116	5 分後：2144kg/m^3	60 分後：2156kg/m^3	
	硬化特性	曲げじん性係数	JSCE-G 551	7 日：5.61N/mm^2	28 日：5.89N/mm^2	
		引張降伏強度	一軸直接引張試験方法 [2)]	1.32N/mm^2		
		引張終局ひずみ		1.40%		
		引張ひずみ 0.5%時のひび割れ幅		0.10mm		

確認しながら、コンシステンシーの確保が可能な範囲で最大量とした。

３．３　試験室内における増厚材の材料試験

材料試験は、可使時間および上面増厚工法における品質管理項目[1)]を基本に、スランプフロー，フロー、曲げ靭性係数試験，一軸直接引張試験を追加して実施した。増厚材の練混ぜ直後のフレッシュ性状を写真-2 に，材料試験結果を表-2 に示す。この結果より、本増厚材は、当初目的とした高流動性に近い性質を示すことから自己充てん性が高いことがわかる。また、増厚材の可使時間は 78 分間であったが、スランプ等の指標におけるスランプロスは、混練後 5 分と 60 分とで大差がないため、実施工における可使時間は 60 分間とした。

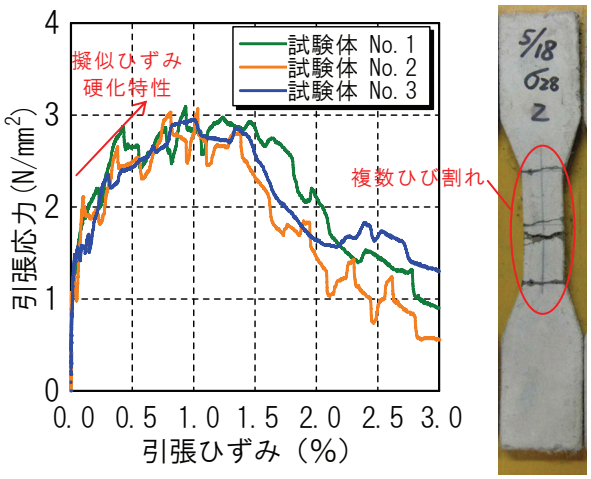


図-2　一軸直接引張試験結果

硬化後の材料特性として、一軸直接引張試験における引張応力ひずみ関係および試験体終了後の状況を図-2 に示す。一軸直接引張応力下において擬似ひずみ硬化特性を有し、かつ、試験体には複数のひび割れが発生していることから、本増厚材料は複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料(HPFRCC:High Performance Fiber Reinfoced Cement Composite)[2)]の範疇にあたる材料であり、ひび割れが発生する条件でもひび割れ分散性が高く、ひび割れ幅を抑制できる増厚材であることが確認できた。

４　施工性能確認試験

４．１　増厚材の製造

増厚材の製造は、混練容量 0.5m^3 のグラウトミキサーを使用した。あらかじめ試験練りを行い、確実なモルタルが得られるサイクルタイムを決定した。その結果、本機を使用した場合の製造量は、約 2.8m^3/h であった。

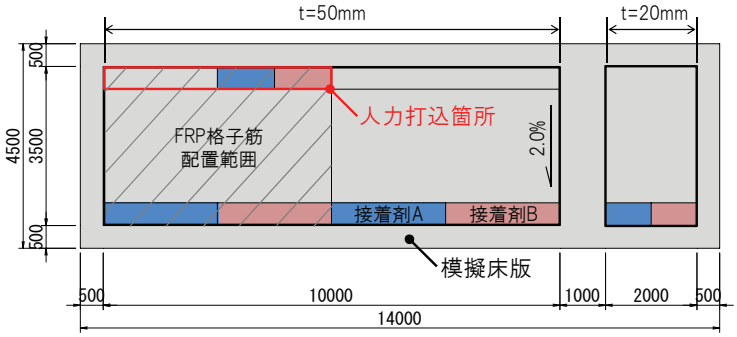


図-3　模擬床版概要

４．２　試験施工概要

施工性能確認試験は、床版上面増厚の実施工に先立って実施する試験施工[1)]に準拠して行った。図-3 に示す無筋コンクリートの模擬床版(幅 4.5m×延長 14.0m×厚さ 100mm)を作製した。なお、コンクリートの圧縮強度は、24N/mm^2 以上である。上面増厚部は、一般的な施工を想定した厚さ 50mm(幅 3.5m×延長 10.0m)で施工する区間と、凍結融解による表面補修を想定した厚さ 20mm(幅 3.5m×延長 4.0m)で施工する区間を設けた。また、厚さ 50mm で施工する区間の半分には、上面増厚部に配置する補強鉄筋を想定し FRP の格子筋を設置した。さらに、その区間の端部 500mm 幅は、簡易フィニッシャが使用不可能な場合を想定して人力打込箇所も設けた。なお、端部 500mm の一部には、模擬床版に製造元の相違する 2 種類の接着剤を塗布し、接着剤と増厚材の適合性も検討した。

４．３　試験施工状況

模擬床版は、実施工と同様に表面より深さ10mmを切削機で切削し(写真-3)、さらに、その表面は、ショットブラスト(写真-4)を施した。その後、型枠およびFRP格子筋を設置し(写真-5)、接着剤を塗布した(写真-6)。

上面増厚部の打込状況を写真-7,8 に示す。グラウトミキサーで練り上がった増厚材をモルタルポンプにて圧送供給し、人力にて粗均し後､簡易フィニッシャにて平滑に仕上げた。簡易フィニッシャの振動により、勾配の低い方へ若干ながれる傾向はあったが、繊維が浮くことや引きずることはなかった。人力施工箇所もコテを使用して敷均したが問題はなかった。その後、養生剤を散布し、金ゴテで表面を仕上げた。

打設後3時間を目標に、接着性を確認するために建研式引張試験機を用いて引張試験を行った(写真-9)。その結果を表-3 に示す。接着強度は、設計厚,施工方法,FRP 格子筋の有無,接着の有無および種類に関わらず、管理基準値[1)]である1.0N/mm^{2}以上を満足した。なお、破断面は全て上面増厚部での破断であった。また、併せて実施した全層コアによる充てん調査では、FRP 格子筋の周りも確実な充てんが確認できた(写真-10)。

写真-3　切削状況

写真-4　ショットブラスト

写真-5　型枠設置状況

写真-6　接着剤塗布完了

写真-7　打込状況

写真-8　敷均し状況

写真-9　接着試験

写真-10　全層コア(t=50mm)

表-3　接着試験結果

上面増厚の設計厚	施工方法	FRP格子筋	接着剤	接着強度※1 (N/mm^2)
50mm	機械※2	あり	無	1.1
			A	1.2
			B	1.3
		なし	無	1.2
			A	1.3
			B	1.2
	人力	あり	無	1.3
			A	1.4
			B	1.2
20mm	機械※2	なし	無	1.3
			A	1.6
			B	1.3

※1　試験結果は、3体平均値
※2　簡易フィニッシャによる

５　おわりに

タフスラブ・ラピッド工法は、現在試験施工を終え、試験施工時における課題解決および実施工を念頭に機械設備の詳細検討および更なるコストダウンを検討していく予定である。

なお、タフスラブ･ラピッド工法は、㈱大林組、㈱トクヤマ、萩原工業㈱の三社共同で開発した工法である。

【参考文献】

1)　東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領，2010.7
2)　土木学会：コンクリートライブラリー127　複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針(案)，2007.3

第1会場

第Ⅲグループ

上越三和道路の軟弱地盤対策のコスト縮減

北陸地方整備局　高田河川国道事務所　工務第二課　○脇本　直樹
工務第二課　　梅本　博文
工務第二課　　田中　光一

1.　はじめに

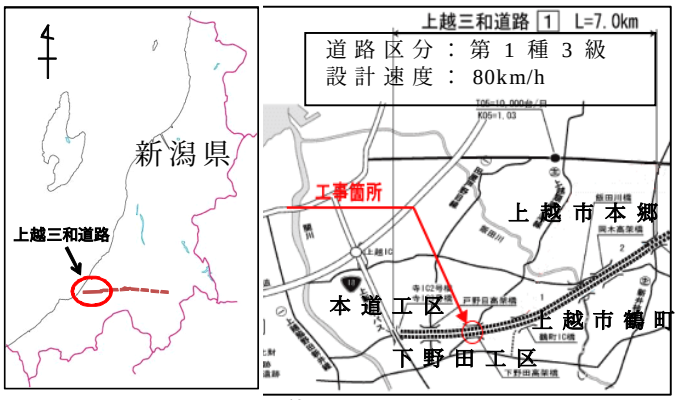
上越三和道路は、地域高規格道路「上越魚沼地域振興快速道路」の一部を構成する上越市寺から同市三和区大字本郷に至る延長 7.0 ｋmの道路であり (図－1)、道路盛土の基礎地盤には粘性土地盤が概ね深度 60m まで続いており（図－２)、 下部層は砂層が不規則に存在し N 値が比較的高いが、上部層と中部層は非常に軟弱で盛土の施工によるすべり破壊が懸念され、全沈下量の 75% が上・中層で生じる恐れがある。

このような地盤に盛土高さ 7 ～ 10m の道路盛土を構築する計画となっており (図－3)、2007年度からは「本道地区」「下野田地区」で軟弱地盤対策工事を実施した。

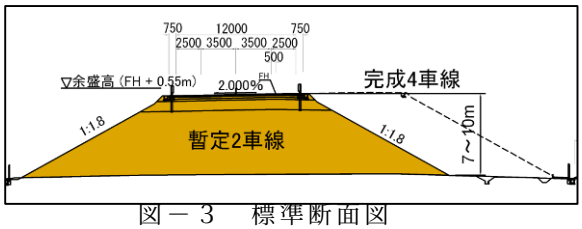
2.　従来設計

2.1　対策工法の選定

無処理地盤上に道路盛土を建設した場合、「道路盛土の長期的な沈下」と「周辺地盤の変状」が問題となる。過去の設計では対策工法を比較検討し、施工実績が豊富で安価な「低改良率 DJM 工法＋ジオテキスタイル工法」を選定した (表－1)。



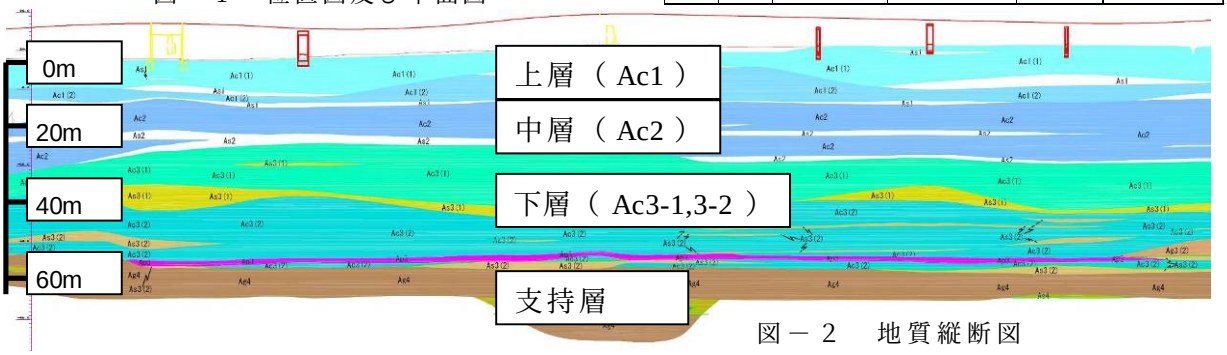
図－１　位置図及び平面図



図－３　標準断面図

表－１　改良仕様

測　点	盛土高さ (m)	改良体の施工間隔 dm×dm	改良体の設計基準強度 quck (KN/m2)	改良体の長さ L (m)	ジオテキスタイルの材質 (KN/m2)
No.98	8.5	車道部 …2.3m×2.3m のり尻部…2.5m×2.5m	1100	23.2	盛土敷幅全面敷き… 歪1.5%時に 引張力16.5KN/m2以上



図－２　地質縦断図

2.2　設計のコンセプト

本設計は、改良体の上にジオテキスタイルを敷設することにより引張力を作用させ、改良体間の無処理地盤に盛土荷重を直接作用させることなく改良体に伝達させる荷重分担効果が考慮された設計で、低改良率施工を可能としたものである (図－4)。

3.　動態観測結果

下野田工区では、表－１に示す改良仕様で DJM 工法とジオテキスタイル工法を施工し、工法の妥当性を検証するために動態観測（沈下量、ジオテキスタイル歪み量など）を実施した。この結果、表－２に示すように「設計値と動態観測結果」では異なる挙動を確認した。特に、 Ac3-1 、 Ac3-2の下層部の沈下挙動は実際の挙動が設計値と比較して小さいことから、改良仕様を見直す余地があると判断した。

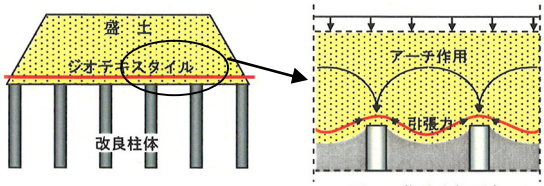
4.　改良仕様の見直し

4.1　解析手法

4.1.1　従来の設計手法について

従来設計は、地盤改良された領域を複合地盤としてモデル化し、一般的に行われている画一的な設計手法ですべり破壊や沈下等を個別に検討し改良仕様を決定している。このため、安全側の設計となる傾向にある。

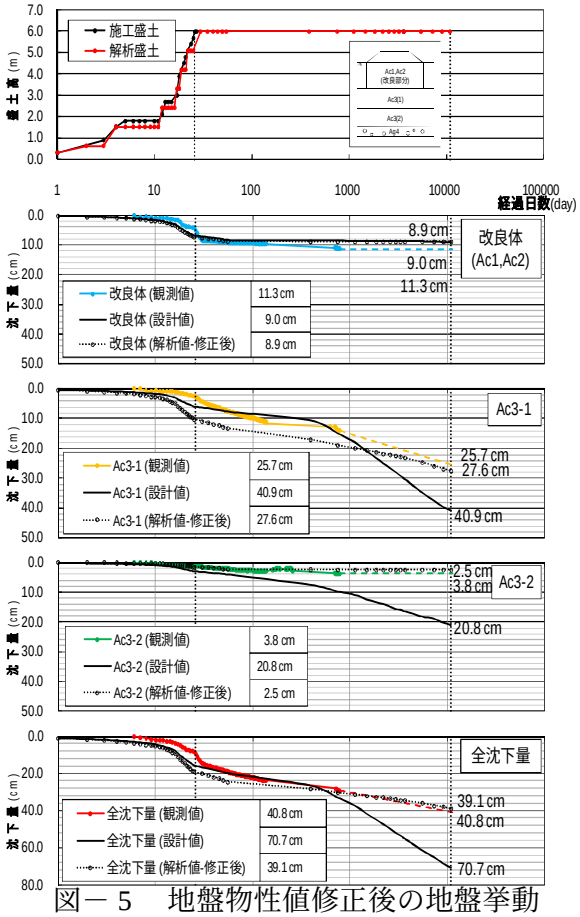
設計照査基準の１つである改良体と無処理地盤の不同沈下量はアリック工法の設計方法により算出しているが、これは過去の事例を統計的手法で整理した「改良体と未改良地盤に作用する応力分担」を用い簡便的に算出されており、現地の地盤特性が考慮されていない設計手法のため、これも安全側の設計となる傾向にある。



図－４　改良体頭部に作用するアーチ

表－２　設計値と動態観測結果

改良後の挙動 ＼ 現設計と観測結果		設計値	観測結果
沈下挙動	改良部分の沈下量　(cm)	9.0	11.3
	Ac3-1の沈下量　(cm)	40.9	25.7
	Ac3-2の沈下量　(cm)	20.8	3.8
	供用後3年間の沈下量 (推定)　(cm)	30.0	5.0
	周辺地盤の変状　(cm)	3.8	10程度
	改良体と無処理地盤の不等沈下量　(cm)	10程度	6.7
応力・歪挙動	改良体に作用する応力　(KN/m2)	1100	･改良体上部　560 ･改良体間の未改良地盤　80
	ジオテキスタイルに作用する歪量　(%)	1.5	･改良体上部　0.2 ･改良体間の未改良地盤　－0.1



図－５　地盤物性値修正後の地盤挙動

4.1.2　修正設計

今回の設計の見直しでは、改良体と未改良地盤の挙動を精度よく再現できる「弾塑性圧密解析」を採用した。従来設計では各挙動を個別に解析していたが、本解析手法は改良体と未改良地盤およびジオテキスタイルの挙動（圧密の進行とともに変化する挙動）を一元的に解析することが可能であり、地盤特性を考慮し、より最適な解析結果を得られる。

また、動態観測による施工時及び施工後の地盤挙動のデータを用いて、地盤の物性値を「弾塑性圧密解析」により逆解析で求め、この物性値を用い設計照査基準値を満足する最適な改良率、改良体の長さ、強度、ジオテキスタイルの材質を求めた。なお解析モデルは、粘性土層は関口・太田モデル、砂質土層は線形弾性モデルを適用した。

4.2　地盤物性値の修正

地盤物性値の修正は、変形量については「圧縮指数」「膨張指数」「ポアソン比」、変形の経時的な挙動については「透水係数」に補正をかけることで修正した。

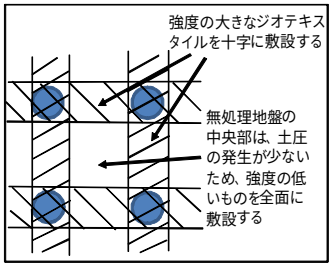
図－5は、再設定した地盤物性値を用いての解析結果である。この結果、概ね動態観測結果を再現できていると判断される。

4.3　改良仕様の見直し

改良体の径は改良体施工費用が同程度となるφ1m（間隔3.0m×3.0m）とφ2m（間隔4.0m×4.0m）を採用した。間隔は改良体に作用する応力が設計基準強度と同程度になるよう検討し決定している。施工方式は機械の仕様を考慮してφ1mを粉体系機械攪拌（現設計）、φ2mをスラリー系機械攪拌とした。近年、φ2mは全国的に施工実績が増えており、北陸では「日本海東北自動車道」で橋台の側方移動対策や沈下対策で実施されている。施工的には、φ2.5mの改良もあるが、深度15m以深の施工は不可能であることと、施工実績もあまりないことから、当該道路では用いないこととした。

設計基準強度は改良機械の施工能力から決定され、現場での固化材添加量は改良機械の性能上、粉体系機械攪拌は450kg/m3、スラリー系機械攪拌は250kg/m3が限界である。室内配合試験結果から限界添加量を基に逆算で設計基準強度(quck)を求め、φ1m粉体系機械攪拌はquck=1500KN/m2、φ2mスラリー系機械攪拌はquck=800KN/m2を上限とした。なお、現場と室内での強度比の安全率を3とする。

従来設計では盛土敷幅全面に高強度のジオテキスタイルを2層敷設していたが、動態観測結果により未改良地盤の中央部にはあまり応力が発生しないことがわかった。そのため改良体頭部のみに高強度のジオテキスタイルを十字に敷設し（図－6)、その上面に低強度のジオテキスタイルを全面敷設する3層方式を採用しコスト縮減を図った。



図－6　ジオテキスタイルの敷設方法

表－3　改良仕様見直し後の地盤挙動

改良体の径 (m)	沈下挙動							応力･歪挙動	
	改良部分の沈下量 (cm)	Ac2層の沈下量 (cm)	Ac3-1の沈下量 (cm)	Ac3-2の沈下量 (cm)	供用後3年間の沈下量 (cm)	官民界の沈下量 (cm)	改良体と無処理地盤の不等沈下 (cm)	改良体に作用する応力 (KN/m2)	ジオテキスタイルに発生する歪量 (%)
φ1m	14	12	60	5	28	12	10	1490	2
φ2m	12	10	54	8	25	13	9	780	1

改良体は、Ac3 層の沈下量が少ないことから、この層よりも上部の層を対象に改良することとした。改良長は、供用後の残留沈下量、官民界の変状量、2 期線盛土が 1 期線盛土におよぼす引込沈下量が許容値以内となる長さとし、17m とした。

5. おわりに

以上の見直し結果により地盤挙動の設計値は表－3 のとおりとなった。費用については従来設計と比較すると表－4 のとおり 3 割程度対策費用が安価になるものと想定している。

今後の課題として、見直しした改良仕様に基づき試験施工を実施し、動態観測結果から本工区での最適な工法を選定することを計画である。

また盛土下部に横断ボックスカルバートを設置する箇所についても、プレロード盛土と DJM 工法により改良する計画であり費用が比較的高価になっているため、今回の見直しと同様に改良仕様等の再検討が必要である。

・参考文献

1)(社)　日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針

2)(独)　土木研究所：地盤改良のための ALiCC 工法マニュアル

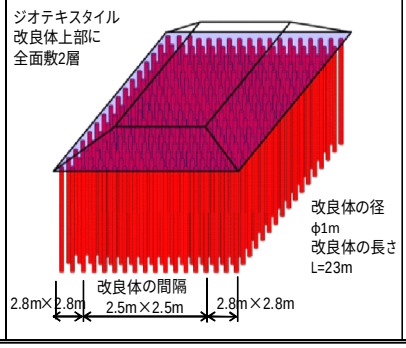
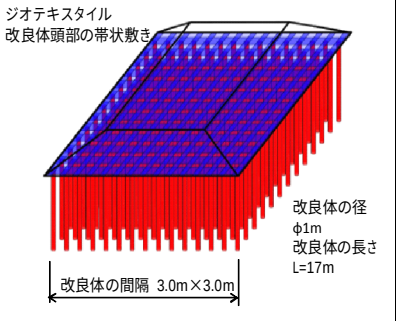
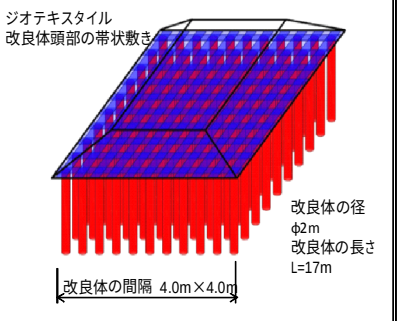
3)(財)　土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル　改訂版

4)(財)　土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル　改訂版

5）杭体とジオテキスタイルの併用における荷重分担減少の解明：第40回地盤工学会研究発表会

表－4　改良仕様の見直し後の対策費用

	工　種	改良体の径 (m)	改良体の間隔 dm×dm	改良体の長さ (m)	改良体の本数 (本)	直接工事費 (千円)		低減率
現設計	改良杭	φ1m	車道部　…2.5m×2.5m のり尻部…2.8m×2.8m	23	622	129,376	合計 136,296	1
	ジオテキスタイル	敷設面積　全面敷2層4000m^2(歪1.5%時に引張り力16.5KN/m^{2}以上)				6,920		
見直しケース1	改良杭	φ1m	3.0m×3.0m	17	476	82,941	合計 87,052	0.64
	ジオテキスタイル	敷設面積　帯状　2760m^2(歪1.5%時に引張り力16.5KN/m^{2}以上) 全面敷き　4000m^2(歪3.2%時に引張り力3.2KN/m^{2}以上)				4,111		
見直しケース2	改良杭	φ2m	4.0m×4.0m	17	250	88,516	合計 93,788	0.68
	ジオテキスタイル	敷設面積　帯状　2760m^2(歪1.5%時に引張り力16.5KN/m^{2}以上) 全面敷き　4000m^2(歪3.2%時に引張り力3.2KN/m^{2}以上)				5,272		

	従来設計	見直しケース1	見直しケース2
対策工法の模式図			

未固結砂地盤での確実な注入方式の確立
－金沢東部環状道路　卯辰（うたつ）トンネル（Ⅱ期線）工事－

前田建設工業株式会社　北陸支店　卯辰トンネル作業所所長　　賀川　昌純

1　はじめに

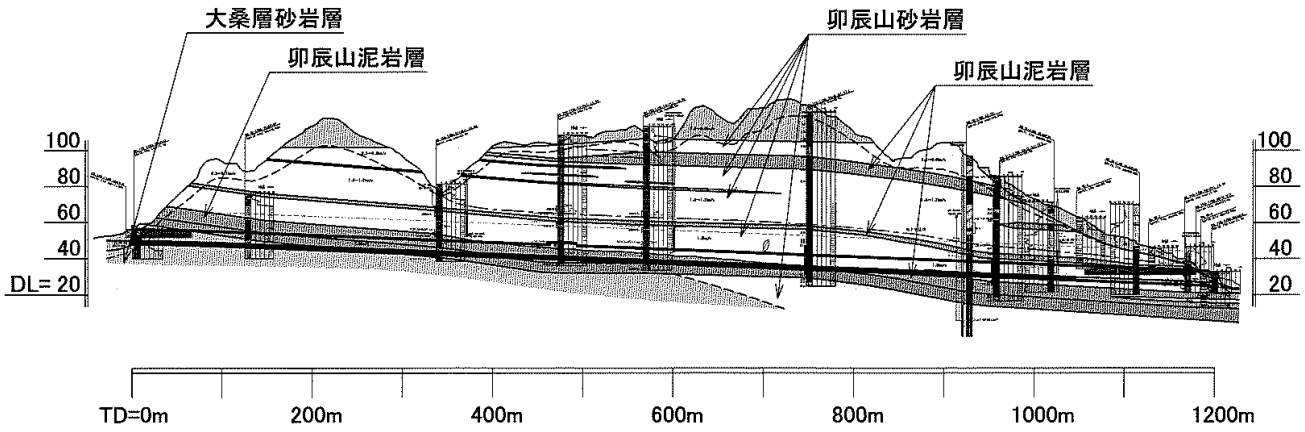
金沢東環　卯辰トンネル（Ⅱ期線）工事（以下に、本工事と称す）は、一般国道 159 号四車線化工事のうち、現在 37,000 台／日の交通量を有する環状トンネル（以下に、Ⅰ期線トンネルと称す）との中心線離隔 2～2.5Ｄ程度の位置に計画された延長 1,200m の道路トンネル新設工事である。

地質概要は、均等係数 1.5～2.9%（≦5%）、細粒分含有率 0.2～6.9%（≦10%）と、いずれも地山の流動化を示す指標以下の未固結砂層（卯辰山砂岩層）がトンネル全体の約 7 割を占めている。

そのため、流動化規模が拡大し流砂現象発生に起因する天端大崩落が発生した際には、Ⅰ期線走行車両に対しても影響が懸念されるため、坑内作業の安全確保はもとより周辺環境保全対策にも配慮したトンネル施工が求められていた。

2　卯辰山砂岩層区間における変状発生と対策

本工事地質概要は、坑口から TD100m までの区間は、均等係数 5.5%、細粒分含有率 7.0%程度の比較的固結した大桑層砂岩層が分布する。TD100m～414m 区間は、一軸圧縮強度 2,000kN/m^2 程度の卯辰山泥岩層を主体とする砂岩泥岩互層が分布し、それ以降については、前述に示す地山の流動化を示す指標以下の未固結砂層（卯辰山砂岩層）がトンネル全体に分布する。（図-1）



図－１　卯辰トンネル(Ⅱ期線)地質縦断図(実績にもとづき見直し後)

そのため、坑口部より天端補強対策として無拡幅タイプ注入式長尺先受け工（以後、AGF 工法と称す）が計画されていたが、坑口より 2 シフト（1 シフト長＝9.0m）施工した段階で、天端からの小崩落や吹付コンクリートのはく落事象が頻発することとなった。

はく落発生要因は、周辺地山に反力となるべき強度が不足するため、掘削に支障となる鋼管切断時

に前方地山およびトンネル周辺地山をゆるめてしまい、周辺地山との縁切りを発生させた結果である。

そのため、3 シフト目以降の AGF 施工については、周辺地山を痛めないようにするため、無拡幅タイプから拡幅タイプ AGF 工法へと仕様変更を行った。

AGF 工法で使用する注入材料は、坑口部施工時に注入材料選定試験を実施し、本工事地山に最も効果的な注入材料を選定した。試験材料は、水ガラス系浸透注入材 5 種類、発泡系浸透割裂注入材 2 種類とし、注入方式の差違によって 8 種類の試験施工を実施し評価を行った。

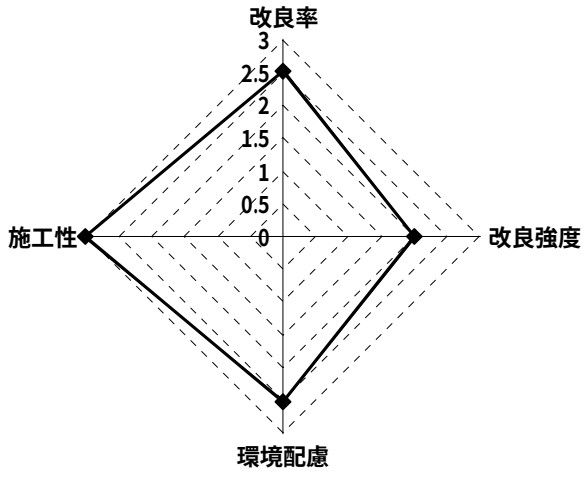
この結果、改良範囲や改良強度に飛び抜けた優位性はないが、全体的にバランスがとれ安定した効果が得られる水ガラス系浸透注入材（特殊水ガラス溶液、バルブ注入方式）を採用した。（図-2）

その後、掘削が進むにつれ卵辰山砂岩層が切羽に占める割合が徐々に拡がり始め、TD519m 地点ではトンネルクラウン部（上半 120°範囲）全体に卵辰山砂岩層が分布するようになった。

この地点より、掘削作業中にトンネル天端全体からの激しい流砂現象が認められ、同時に AGF 鋼管の間から未固結砂層が抜け落ち現象も確認されるようになってきた。（写真-1）

抜け落ち現象は、AGF 工法ラップ区間で集中的に発生することから、改良体の連続性が損なわれた結果、抜け落ち事象が発生するものと考えられた。

そこで、注入方式の改善を図り、より効果的な注入効果を得るため、AGF 鋼管内を 3 区画に仕切り、注入長を短く区切ることによって注入効果が高められるかどうか実証実験を行った。（図-3）



図－２　試験施工総合評価(特殊水ガラス溶液)

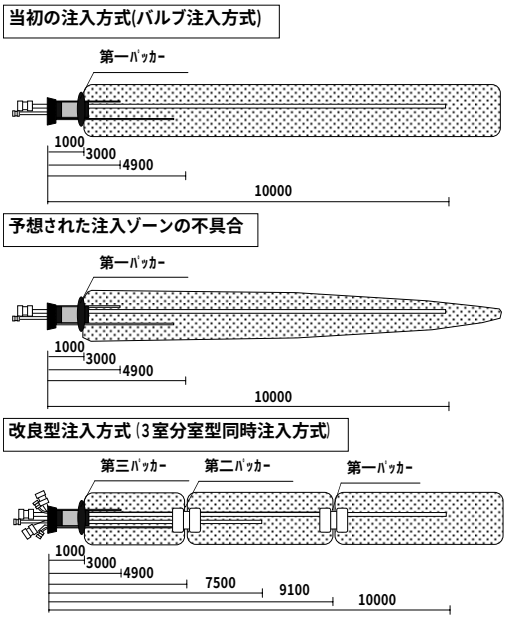
写真－１　掘削時流砂現象発生状況(TD519m 地点)

実証実験の評価は、吹付けコンクリートの余吹き率で評価することとした。

実証実験の結果、TD519m 地点で確認されたような AGF 鋼管間から上方の抜け落ち現象は改善され、AGF 鋼管下のみ肌落ちする程度で崩落規模を抑えることが可能となった。

注入量と吹付けコンクリート余吹き率との関係より、注入方式を改善したことによって、吹付けコンクリート余吹き率が約 30%改善された。また、注入量について上限値を徐々に少なくしたところ、TD531m 地点付近で実施した注入量よりも 1 本当り約 200 ﾘｯﾄﾙ減らした注入量で同等程度以上の地山改善効果が得られることとなり、経済性向上に寄与出来ることが確認された。

この結果、当初採用したバルブ注入方式と比較して、3 室分室型同時注入方式（3 パッカー3 バルブ注入方式と称す）は地山改良効果に優位性があることが確認された。（表-1）



図－３　注入方式変更概念図

表－１　注入量と余吹き率比較一覧表

注入式長尺鋼管先受工施工実績					吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ余吹率		ｲﾝｻｰﾄ管
施工位置		本数	注入量（ﾘｯﾄﾙ）	平均（ﾘｯﾄﾙ/本）	各ｼﾌﾄ別平均	注入方式別平均	
ｼﾌﾄ名	支保工№						
17ｼﾌﾄ目	495基	26本	21,883.6	842	324%	377%	通常
18ｼﾌﾄ目	504基	23本	19,206.1	835	377%		通常
19ｼﾌﾄ目	513基	23本	19,907.8	866	372%		通常
20ｼﾌﾄ目	522基	23本	20,447.7	889	423%		通常
21ｼﾌﾄ目	531基	23本	24,170.9	1,051	391%		通常
22ｼﾌﾄ目	540基	23本	22,150.3	963	361%		3ﾊﾟｯｶｰ方式
23ｼﾌﾄ目	549基	23本	25,104.5	1,092	362%		3ﾊﾟｯｶｰ方式
24ｼﾌﾄ目	558基	23本	17,712.4	770	328%	345%	3ﾊﾟｯｶｰ方式
25ｼﾌﾄ目	567基	23本	19,546.6	850	342%		3ﾊﾟｯｶｰ方式
26ｼﾌﾄ目	576基	23本	19,083.3	830	352%		3ﾊﾟｯｶｰ方式
27ｼﾌﾄ目	585基	23本	20,859.8	907	336%		3ﾊﾟｯｶｰ方式
28ｼﾌﾄ目	594基	23本	20,773.8	903	293%		3ﾊﾟｯｶｰ方式
29ｼﾌﾄ目	603基	23本	20,776.4	903	342%		3ﾊﾟｯｶｰ方式
30ｼﾌﾄ目	612基	23本	20,664.1	898	369%		3ﾊﾟｯｶｰ方式
31ｼﾌﾄ目	621基	23本	20,462.9	890	367%		3ﾊﾟｯｶｰ方式

３　さらなる地山改良効果改善を求めて

新規注入方式を採用し、経済性向上を追求しながらトンネル掘進を継続施工してきたが、TD702m 地点に到達した際に本工事でもっとも大規模な天端崩落が発生した。

発生した天端崩落規模は、高さ約 7m、崩落土砂約 80m^{3}であり、天端崩落発生地点における土かぶり高さは約 80m である。（写真-2）

天端崩落発生直後の目視観察の結果、注入改良ゾーン内には 5cm 程度の欠損部が認められており、この欠損部分から流砂現象が始まり、徐々に地上方向へと崩落高さが拡大していったものと考えられる。

卯辰山砂岩層は、前述のとおり均等係数および細粒分含有率ともに流砂現象が発生しやすい性状であり、注入改良ゾーン内にほんのわずかな弱点があるだけで容赦なくトンネル天端から掘削断面内に砂を供給するほど固結度の低い性状である。

写真－２　天端崩落発生状況(TD702m 地点)

そこで、さらなる注入効果の改善を図るため、以下の点について着目し効果確認試験を実施した。

①仕切り弁（パッカー）の有無、位置変更（先端増量型、均等割付型）による改良効果の改善

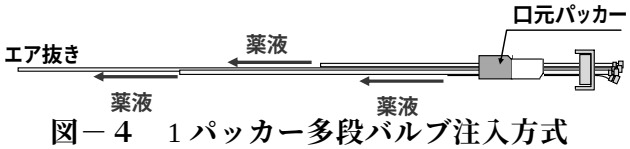
現在使用する注入方式のうち、仕切り弁（パッカー）の有無ならびに位置を変更することによって、改良効果に優位性があるかどうかを検証するために設定した。（図-4）

②仕切り数（パッカー数）変更による改良効果の改善（3～4 室分室型）

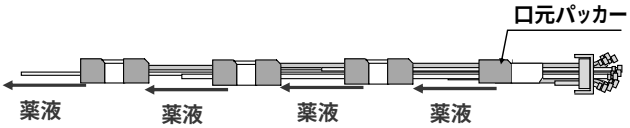
AGF 鋼管内の分割数をさらに細かくすることによって、より密実な注入改良効果を期待して、新たに 4 パッカー4 バルブ注入方式を設定した。（図-5）

③AGF 鋼管周面に逆止弁を設けた場合の改善効果

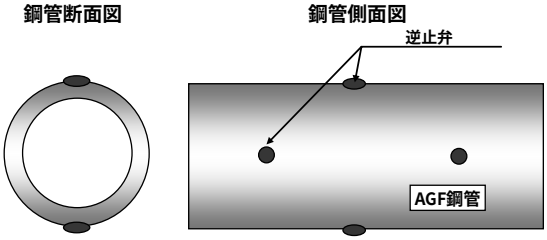
AGF 鋼管周面に設けられた注入孔に逆止弁を配置し、鋼管打設時にスライム流入による注入孔閉塞を防止することを目的とする。注入孔閉塞を防止することによって、AGF 鋼管周辺全域に均一な円形改良ゾーンを形成することを目的として新たに設定した。(図-6)



図－４　1 パッカー多段バルブ注入方式



図－５　4 パッカー4 バルブ注入方式



図－６　逆止弁付鋼管

試験注入の結果、目標改良径に対して均一性が確保されたのは、基本注入方式として施工を行ってきた 3 パッカー3 バルブ注入方式と新たに設定した 1 パッカー3 バルブ注入方式のみであった。このうち、平均改良径を目標改良径で除した改良率で評価すると、本工事地質条件においては 1 パッカー3 バルブ注入方式のうち、標準鋼管との組合せがもっとも効果的であることが確認された。(表-2)

表－２　試験施工内容と試験結果一覧表

試験№		AGF鋼管	注入方式				試験結果				備考
			ﾊﾟｯｶｰ数	ﾊﾞﾙﾌﾞ数	分類	注入量(ﾘｯﾄﾙ/本)	目標改良径	平均改良径	改良不足数	平均/目標	
第1段階試験	①	標準鋼管	1	1	当初仕様	1 120	45cm	49.5cm	2箇所	1.10倍	現在実施ﾊﾟﾀｰﾝで試験施工(注入率＝42%(設計×1.5倍))
	②	標準鋼管	3	3	現行方式	1 120	45cm	60.9cm	なし	1.35倍	現在実施ﾊﾟﾀｰﾝで試験施工(注入率＝42%(設計×1.5倍))
	③	標準鋼管	3	3	新規方式(位置変更)	1 120	45cm	49.1cm	2箇所	1.09倍	現在実施ﾊﾟﾀｰﾝで試験施工(注入率＝42%(設計×1.5倍))
	④	標準鋼管	4	4	新規方式	1 120	45cm	建込み不可	―	―	現在実施ﾊﾟﾀｰﾝで試験施工(注入率＝42%(設計×1.5倍))

試験№		AGF鋼管	注入方式				試験結果				備考
			ﾊﾟｯｶｰ数	ﾊﾞﾙﾌﾞ数	分類	注入量(ﾘｯﾄﾙ/本)	目標改良径	平均改良径	改良不足数	平均/目標	
第2段階試験	⑤	標準鋼管	3	3	現行方式	1 500	80.8cm	91.7cm	なし	1.13倍	現在実施ﾊﾟﾀｰﾝで試験施工(注入率＝56%(設計×2倍))
	⑥	逆止弁付鋼管	3	3	現行方式	1 500	80.8cm	77.9cm	5箇所	0.96倍	現在実施ﾊﾟﾀｰﾝで試験施工(注入率＝56%(設計×2倍))
	⑦	標準鋼管	1	3	新規方式	1 120	45cm	73.3cm	なし	1.63倍	現在実施ﾊﾟﾀｰﾝで試験施工(注入率＝42%(設計×1.5倍))
	⑧	標準鋼管	3	3	現行方式	1 120	45cm	64.6cm	1箇所	1.44倍	現在実施ﾊﾟﾀｰﾝで試験施工(注入率＝42%(設計×1.5倍))

4　おわりに

本工事は、均等係数、細粒分含有率ともに地山の流動化を示す指標以下の未固結砂層が大部分を占めるトンネル施工であった。また、Ｉ期線トンネルとの近接施工という条件から、一般走行車両の安全確保に対しても配慮が必要となる気の抜けないトンネル施工であった。そのため、坑口部よりさまざまな試験施工を繰り返し、未固結砂層に対する効果的かつ経済的な注入方式の確立を図り、坑口付け着手後 20 ヶ月の期間を経て無事に貫通を迎えることができた。今後、さらなる適用性について検証するとともに経済性向上を追求し、トンネル技術発展に寄与していきたいと考えます。

ケーソン中詰材施工システム

株式会社本間組　土木事業本部　土木部　係　　長　○立木　宗幸
同　　係　　長　　猿谷　智幸
土木事業本部　技術部　担当課長　　堀内　亮二
同　　担当課長　　岩田　秀樹

１　はじめに

東日本大震災に見られる様に地震に伴う津波や設計値を超える異常波浪などにより、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、防波堤として機能しなくなるケースが各所で見られる。ケーソンの健全性が保たれている場合、防波堤の経済的な復旧を図るために、傾斜滑落したケーソンの中詰材を撤去し、ケーソンを浮揚させて、再度据付直して利用することが行われている。

ケーソン中詰材を撤去する場合、一般的にはクラムバケットによるつかみ上げや、サンドポンプによる吸引撤去が行われている。しかしながら、傾斜滑落時のケーソンの傾斜が大きい場合、ケーソンに損傷を与えるため、クラムバケットによる撤去が困難であった。さらに、中詰材に礫材を含む場合については、サンドポンプによる吸引が行えない状況があった。

写真－１　防波堤被災状況

また、ケーソンを据付直す場合、中詰材の投入については、偏土圧が作用しケーソンに損傷を与えることがない様、適切な投入管理を行う必要がある。

当社では、中詰材の撤去に際し、傾斜したケーソンの中詰砂や礫材を含む中詰材を効率的に撤去可能な、エアリフトと掘削攪拌用のジェット水発生装置を一体的に組合せた浚渫装置を開発した。また、中詰材の投入に関しては、ケーソン隔壁に偏土圧を与えない様な投入管理を行う、中詰材投入管理システムを開発した本報では、ケーソン中詰材施工システムとして、それぞれのシステムの概要と適用事例について紹介する。

写真－２　ケーソン浮揚状況

２　技術の概要

２．１　ケーソン中詰材撤去システム

前述のとおり、傾斜滑落したケーソンの中詰材撤去では、クラムバケットやサンドポンプによる中詰材の撤去が困難なケースがあった。ケーソン中詰材撤去システムは、中詰材撤去用のエアリフトと掘削攪拌のためのジェット水用水中ポンプを一体的に組合せた浚渫装置を用いることで、ジェット水により中詰材を流動化させながら、エアリフトにより効率的に中詰材を吸引して管路輸送を行うシステムである。なお、エアリフトとは、水中に設置した管の中に圧縮空気を吹き込み、管内外に液体の

比重差を作って土砂を揚土する装置である。システム概念図および適用概念図を図－１、２に示す。

本システムの特徴は以下のとおりである。

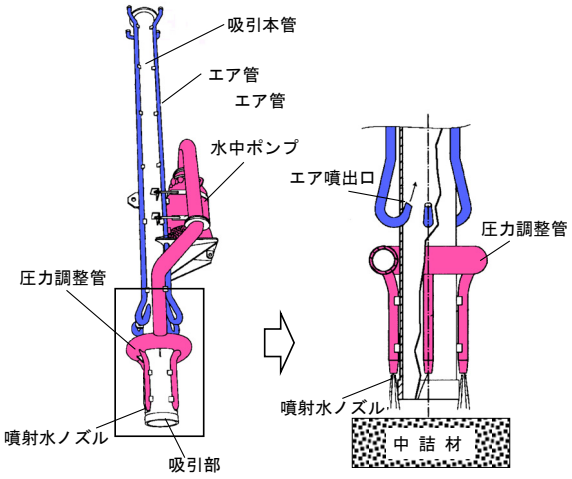
・中詰材撤去用のエアリフトと掘削攪拌のためのジェット水用水中ポンプを一体的に組合せた浚渫装置を用いることで、効率的に中詰材の撤去を行うことができる。

・傾斜が大きい被災ケーソンの中詰材の撤去が可能である。

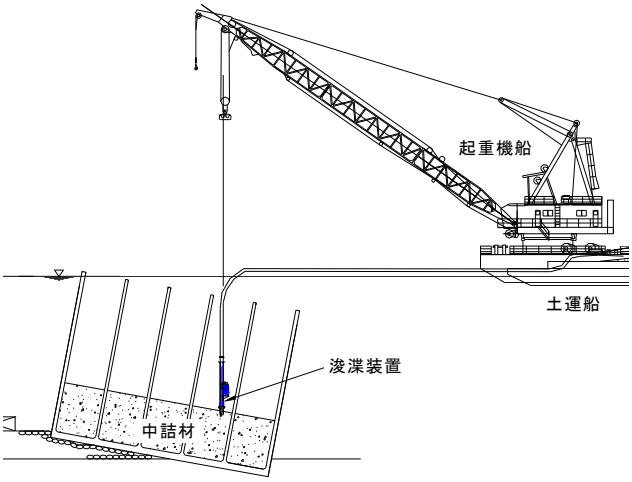
・大径の礫を含む中詰材の撤去が可能である。

・締まった状態の中詰材であってもジェット水による掘削攪拌効果により中詰材の撤去が可能である。

・浚渫装置は軽量であり、クラムバケットによる撤去に比べ、大型の起重機船を必要としない。



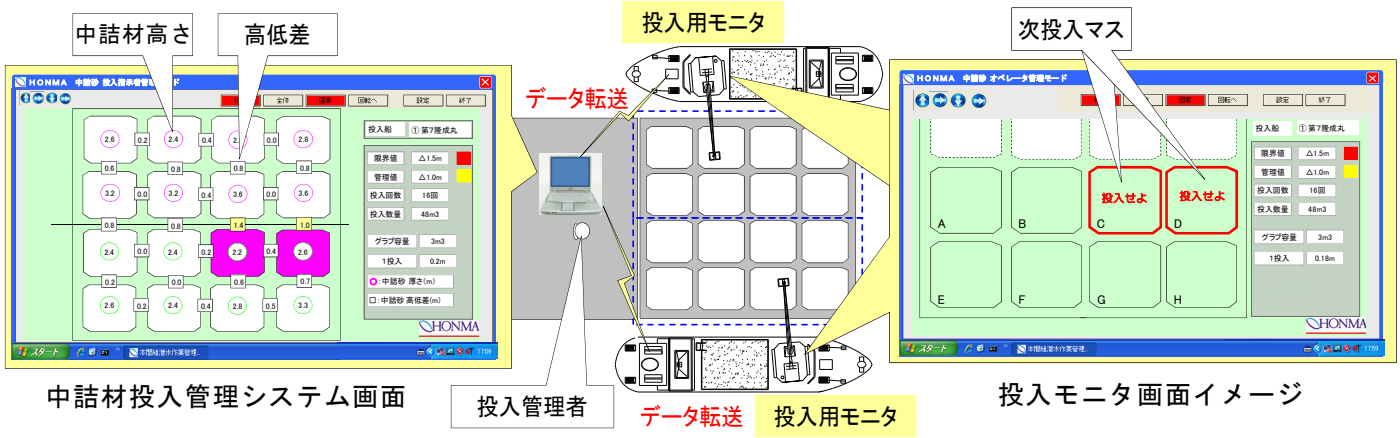
図－１　システム概念図



図－２　適用概念図

２．２　中詰材投入管理システム

ケーソン設置後の中詰砂投入については、投入した中詰材によりケーソン隔壁に偏土圧が作用しない様に、適切な投入管理を行う必要がある。投入管理者は、本システムによりガット船（中詰材投入船）に対し、中詰材の投入箇所をガット船に設置したモニタを通して指示することができる。また、中詰材投入量（投入高さ）を投入管理者のモニタに表示することで、隣接する隔室間の中詰材ヘッド差を把握しながら、過大な偏土圧が作用しない様に管理することができる。



図－３　システム概念図

投入管理者のモニタには、隔室毎の中詰材投入高さと隣接する隔室間のヘッド差が表示されるとともに、隣接する隔室間のヘッド差が設定値を超えた場合、警告表示を行うシステムとなっている。投入管理者は、投入状況を把握しながら次の投入箇所を指示できる。ガット船に設置された投入用モニタには、投入箇所がグラフィック表示され、オペレータはモニタに示された投入箇所を確認しながら中詰材の投入が行える。

３．適用事例

３．１　ケーソン中詰材撤去システム

直江津港沖防波堤災害復旧工事での本システムの適用事例を以下に示す。当該工事は、冬季異常風浪によりマウンドから滑落した波堤用ケーソン３函の復旧工事であり、本システムを用いて中詰材の撤去を行い、ケーソンを浮揚、曳航して、仮置きマウンドに沈設した。中詰材の多くには石灰石が用いられており、石灰石を含む部分は、サンドポンプによる中詰材の撤去が困難な状況であった。また、ケーソンの高さが 18.0ｍと高く、隔室底部については、クラムバケットによる中詰材撤去が困難な状況であった。

写真－３　中詰材撤去状況

本システムにより約 5,300 ㎥の石灰石を含む中詰材の撤去を行っているが、１日当たりの撤去能力は中詰砂部分で 333 ㎥/日、石灰石部分で 294 ㎥/日であり、本システムの有効性が確認できた。

工事概要を以下に示す。

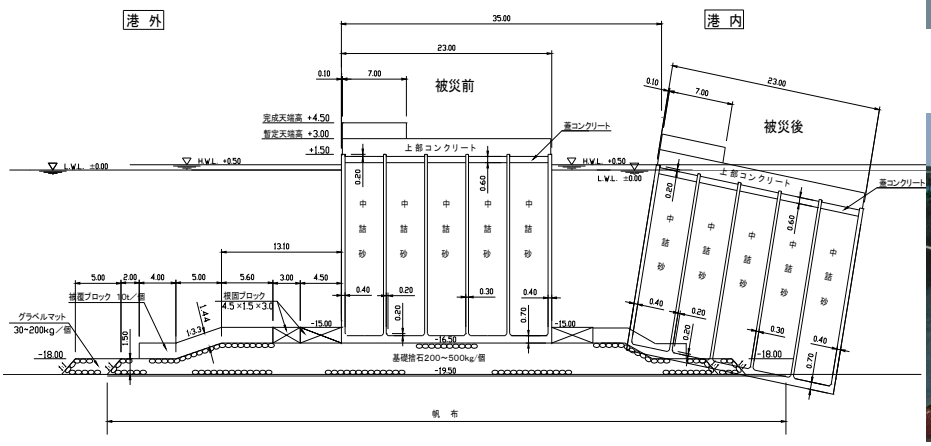
・工事名：直江津港沖防波堤災害復旧工事

・発注者：新潟県上越地域振興局

・工　期：平成 16 年８月４日～平成 18 年８月 31 日
（01 工事、02 工事の合計）

・工事内容：ケーソン浮上用密閉鋼製蓋製作 、上部工・蓋コンクリート取壊し、中詰め材撤去、ケーソン仮置３函、ケーソン据付１函　他

写真－４　浚渫装置設置状況



図－４　被災防波堤断面

写真－５　中詰材排出状況

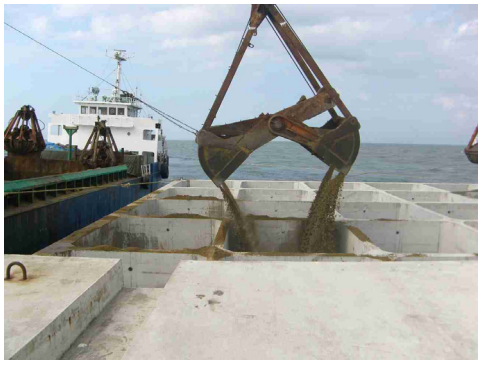
３．２　中詰材投入管理システム

新潟港（西港地区）第二西防波堤築造工事での本システムの適用事例を以下に示す。当該工事は、新潟西港の第二西防波堤の先端にケーソンを据付て防波堤を築造する工事であり、新潟東港に仮置きしてあるケーソンを曳航・沈設して、本システムで中詰材（中詰砂）の投入管理を行いながら、防波堤の築造を行った。本システムで中詰材の投入管理を行うことで、隣接する隔室間の中詰材ヘッド差を把握しながら投入管理することができ、過大な偏土圧が作用しない様、適切に管理することができた。ケーソンの中詰材の投入管理においては、中詰材の投入高さを作業員がレッドにより確認する必要があるが、本システムを用いることによりレッド確認を行う回数を低減することが可能であり、作業員の安全を確保する上からも有効であった。

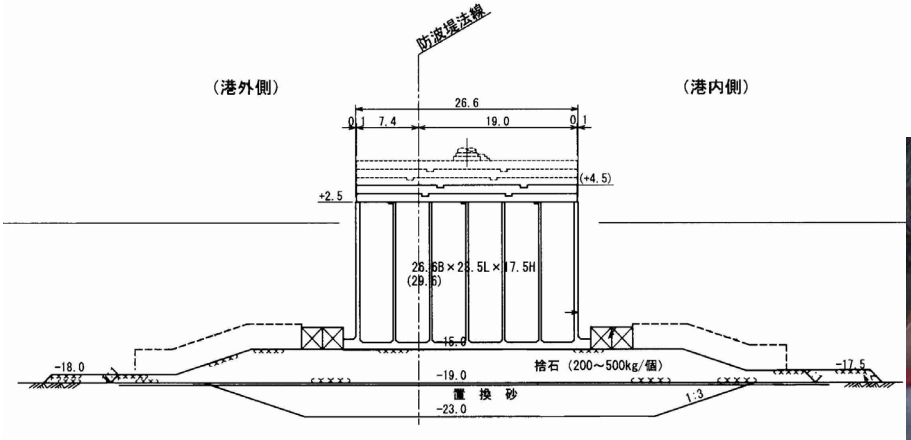
写真－６　投入管理状況

工事概要を以下に示す。

・工事名：新潟港（西港地区）第二西防波堤築造工事（その２）
・発注者：国土交通省 北陸地方整備局
・工　期：平成 23 年３月 17 日～平成 23 年９月 30 日
・工事内容：基礎工 、ケーソン曳航・据付、ケーソン中詰砂、蓋コンクリート、上部工、根固工　他



写真－７　中詰材投入状況



図－５　防波堤標準断面図

写真－８　ガット船内設置モニタ（投入用モニタ）

４．おわりに

被災したケーソンから中詰材を効率的に撤去できる「ケーソン中詰材撤去システム」と、ケーソン据付時の「中詰材投入管理システム」について紹介させて頂いた。なお、両システムについては、権利化の手続きを行っている。両システムは、通常の工事はもとより、東日本大震災により多数被災した防波堤の復旧に際しても適用可能な技術であると考えており、震災復興の一助となるべく適用の場を広げていきたいと考える。

ＨＯＮＭＡ函体据付システム

株式会社本間組　土木事業本部　土木部　担当課長　○羽深　信男
同　係　長　皆川　真一郎
同　係　長　斎藤　哲
土木事業本部　技術部　担当課長　岩田　秀樹

１　はじめに

港湾や漁港における防波堤や係船岸などの築造においては、ケーソンと呼ばれる函体を製作し、浮揚曳航して所定位置に沈設する工事が数多く行われている。また、沈埋トンネル築造などにおいても同様の函体据付工事が行われている。

従来の函体据付管理では、トランシットによる法線確認やレベルによる函体の高さ管理が行われていたが、函体据付時、風や波浪状況によっては函体の動揺を伴うことが多く、据付位置の補正や据付のタイミングについては､作業指揮者の経験により決定せざるを得ない状況となっていた｡そのため、同一の気象海象条件であっても作業指揮者の経験の度合いと測量結果伝達のタイミングによって、据付精度にばらつきを生じていた｡当社では､それらの状況を改善するため、函体据付精度の向上と安全性の確保を目的とした、自動追尾式トータルステーションと水中カメラを連携させた函体据付システムを（株）ソーキと共同で開発した。

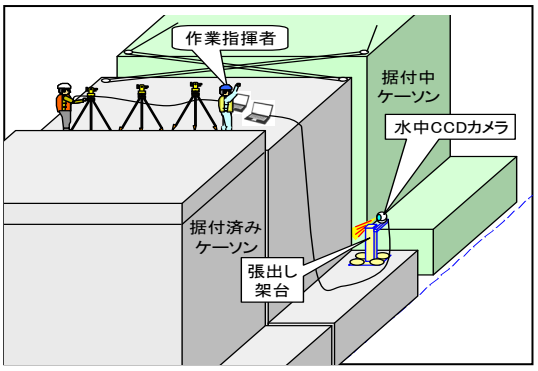
本報では、開発したシステムの概要および防波堤ケーソン据付工事における適用事例とその効果について紹介する。

写真－１　ケーソン曳航状況

２　技術の概要

ケーソンの据付等、函体の据付工事では、所定の出来形を満足する事に加え、隣り合う構造物との接触を防止することが品質管理上重要となる。従来の函体の設置では、隣り合う既設構造物との離隔については、函体をほぼ水平に保ちながら函体上部（気中部）の端部を目視やテープ測定で確認を行っていた。そのため、防波堤の沖合への展開や大型の函体構造物の設置、厳しい海象条件や大水深条件下での据付においては、据付精度の確保や既設構造物との接触防止対策が課題となっていた。また、前述のとおり、作業指揮者の経験の度合いと測量結果伝達のタイミングによっては、据付精度にばらつきを生じていた。

本システムは、自動追尾式トータルステーションと水中カメラを連携させた函体据付管理システムであり、既存防波堤上などに設置した３台のトータルステーションで、据



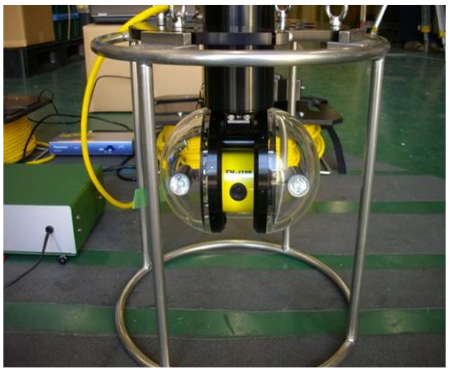
図－１　システム全体構成概念図

付函体に設けた３箇所のターゲットプリズムを自動追尾計測し、測定データを基に函体の平面位置、傾斜状況をリアルタイムで把握するとともに、据付箇所に設置した水中カメラの映像を同時表示させることで、函体の位置と姿勢を数値的、視覚的にリアルタイムで把握しながら函体の据付を行うシステムである。函体上に設置するターゲットプリズムには誘導用の赤外線発光器を備えており、特定のトータルステーションと同期させることで、トータルステーションが異なるターゲットプリズムを追尾しないシステムとなっている。据付システムの装置仕様を表－１に示すとともに、トータルステーション、ターゲットプリズム、水中カメラを写真－２および３に示す。

表－１　システム仕様

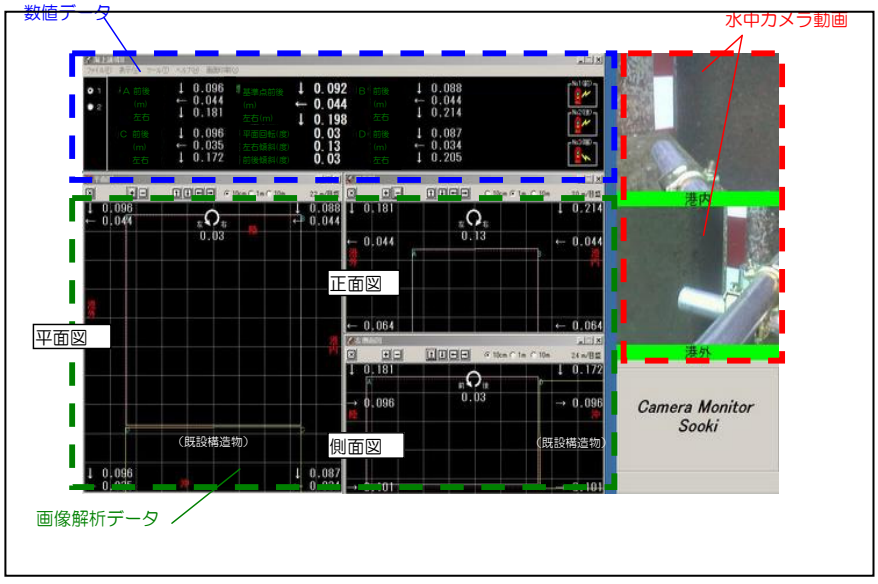
品名	仕様・規格	数量
トータルステーション	Trimble社製	３台
全方向ターゲットミラー	〃	３台
測量器ケーブル		１式
水中カメラ	FM4100	２台
カメラユニット		１式
PCモニタ,画像モニタ		１式
モニタソフト		１式
発電機	整流器付	１台
仮設資機材	単管 他	１式

写真－２　トータルステーションと全方向ターゲットプリズム



写真－３　水中カメラ

作業指揮者が函体の位置確認を行うモニタ画面は、写真－４に示すとおりである。写真からわかるとおり、函体の平面的な位置と姿勢を数値的にリアルタイムで把握できるとともに、確認が困難な函体底部（水中部）の状況（既設函との離れ等）についても同一画面上で視覚的に監視できる。それにより、的確な誘導指示が行え、据付精度の向上と安全性の確保が図れるシステムとなっている。



写真－４　モニタ画面

本システムの特徴をまとめると以下のとおりとなる。

・自動追尾式トータルステーションによる函体据付作業中の計測結果から、函体の平面的な位置と姿勢を数値的、視覚的にリアルタイムで把握できる。

・水中カメラによる据付作業中の水中動画観測により、動揺する函体と隣り合う既設構造物の離隔を常時監視しながら函体据付作業を行うことができる。

・自動追尾式トータルステーション計測結果と水中カメラ画像が同一画面上でリアルタイム確認できる。

３．適用事例

本システムを用いて防波堤ケーソンの据付を行った事例を以下に示す。

３．１　工事概要

当該工事は、新潟県発注の防波堤ケーソン据付工事であり、1,200ｔ級のケーソンを仮置き場から浮揚させ、所定の設置箇所に据付を行ったものである。当工事のケーソン据付時、本システムを用いた据付を行っている。工事概要を以下に示す。

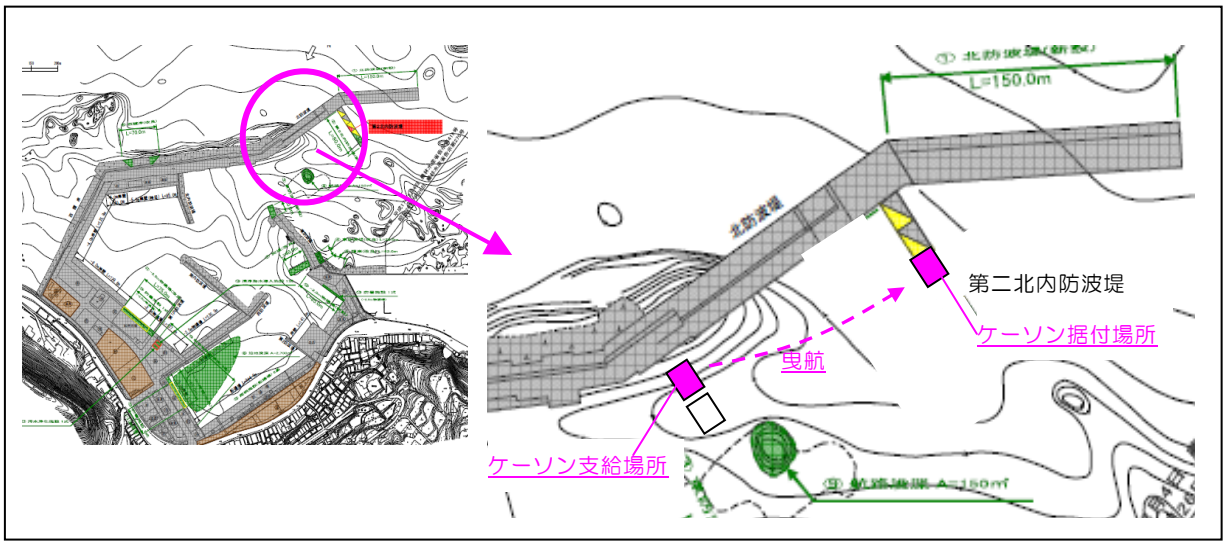
・工事名：能生漁港広域特定 第２北内防波堤ケーソン据付工事

・工　期：平成 22 年 9 月 22 日～平成 23 年 3 月 15 日

・数　量：ケーソン据付（B14.9m×L16.0m×H9.0m）1 函

基礎工（基礎捨石）22m、上構工 16m、異形ブロック据付 86 個、方塊据付 7 個

・ケーソン据付日：平成 22 年 12 月 1 日



図－２　全体平面図

３．２　システム運用手順

ケーソン据付けにおける､本システムの運用手順は以下のとおりである。

①現地踏査

トータルステーションの設置箇所確認、通視確保確認、基準点測量を実施する。

②座標入力

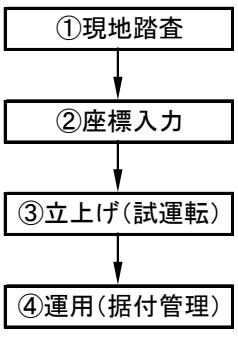
設置函体の基本座標、ケーソン据付位置座標、既設ケーソン位置座標等を設定する。

③立上げ（試運転）

トータルステーション、ターゲットプリズム、水中カメラ等を設置し、各装置の動作確認、水中カメラの視認状況の確認を行う。

④運用（据付管理）

据付システムを用いて函体の誘導据付を実施する。



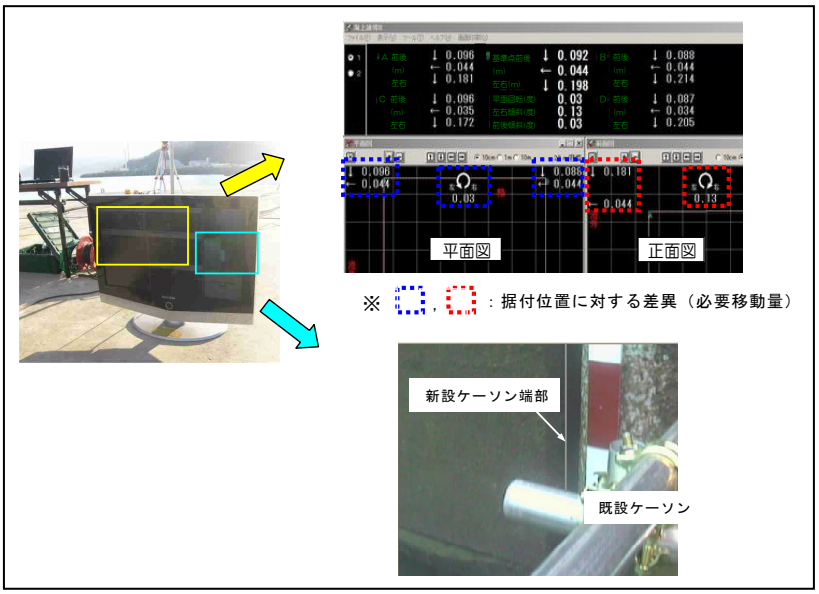
図－３　システム運用手順

３．３　適用の効果

（１）ケーソン据付の効率化と安全性の確保

ケーソンの据付において据付作業中のケーソンは、波浪により常に動揺した状態となっている。据付作業では、新設ケーソンに注水しながらウインチで引寄せ、タイミングを見計らって隔室全体に注水して沈設するが、据付のタイミングについては、ケーソンの動揺を想定しながら作業指揮者の経験に基づく判断により据付作業が行われている。本システムを用いた今回の施工では、ケーソンの平面的な位置と姿勢を作業指揮者がモニタ上で確認しながら施工を行うことで、ケーソンの位置と姿勢を数値的にリアルタイムで把握でき的確な誘導指示が行えた。また、水中部における新設ケーソンと既設ケーソンの近接状況を動画監視することができ、既設構造物との接触防止をより確実に図ることができた。

写真－５　ケーソン据付状況



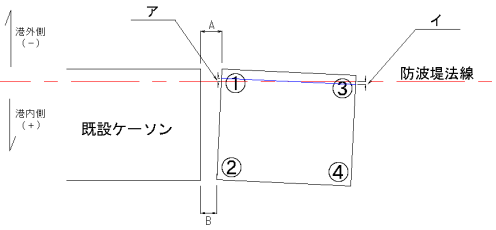
写真－６　誘導モニタ画面

（２）据付精度の確保

今回の施工における据付精度は、法線に対する出入り－4.5cm（許容範囲±20cm）、目地間隔 15.0cm（許容範囲 20cm 以下）であった。据付精度については、据付許容範囲を十分満足する値であった。この値は、据付完了後のテープとトランシットによる測量結果であるが、本システムについては据付完了時点でシステムによる据付精度を確認することができる。

表－２　据付精度

法線に対する出入り(cm) 許容範囲　：±20cm		
測定位置	測定月日	測定値
ア	12月2日	-4.5cm
イ	12月2日	-3.5cm
据付目地間隔(cm) 許容範囲　：20cm以下		
測定位置	測定月日	測定値
A(港外側)	12月2日	陸上　12.0cm
		水中　15.0cm
B(港内側)	12月2日	陸上　9.5cm
		水中　15.0cm



４．おわりに

函体を効率的にかつ安全に据えつけるための函体据付システムである「ＨＯＮＭＡ函体据付システム」の概要と適用事例について紹介させて頂いた。本システムはケーソン等の函体据付工事において有効に機能するシステムであると考えており、新事における更なる適用を図りたいと考える。

第1会場

第Ⅳグループ

浸透固化処理工法による空港施設の液状化対策

五洋建設株式会社　技術研究所　副所長　林　健太郎

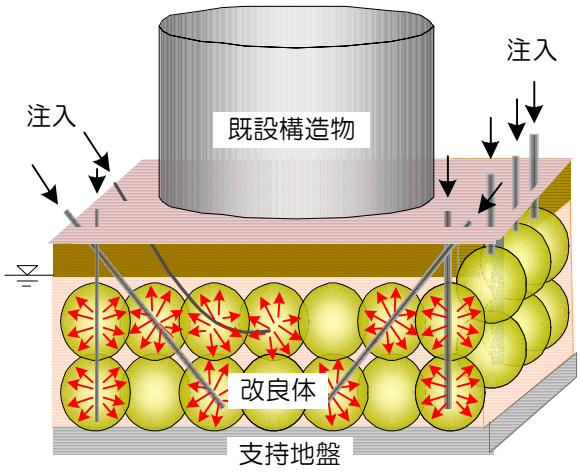
１．はじめに

浸透固化処理工法は、粘性が低く浸透性の良い溶液型の薬液を使う薬液注入工法で、施設を供用しながら実施可能な工法である [1)]。1999 年に東京国際空港新 B 滑走路の液状化対策に実施されて以来、多くの既設構造物の液状化対策に採用されてきた。2012 年現在、63 万改良立米、170 件以上の施工実績となっている。

本報告では、滑走路への適用事例を中心に、施工法、管理方法および事前・事後の調査方法についてとりまとめている。また、2009 年に航空局から発表された滑走路の改良範囲に関する提言に基づき、変更された浸透固化処理工法の改良範囲についてとりまとめている。

２．空港施設への適用について

浸透固化処理工法は、溶液型の薬液を地盤内に注入して、液状化を防止する工法である。施工イメージを図－1 に、2009 年度東京国際空港 J3 誘導路での施工状況を写真－1 に示す。空港施設への適用は前述の東京国際空港のほか、仙台空港および新千歳空港で、試験工事として福岡空港で適用されており、計 12 件、5 万 7 千改良立米の施工実績となっている。このうち、供用中の滑走路直下の対策としては、東京空港新 B 滑走路および仙台空港 B 滑走路の 2 件で適用されている。また、新千歳空港では、曲線削孔により構造物直下を削孔して、その後薬液を注入する『曲がり削孔式浸透固化処理工法』で施工された。



図－１　施工イメージ図

写真－１　施工状況（東京国際空港 2009）

３．空港での施工事例と施工方法について

浸透固化処理工法は、施設を供用しながら構造物直下地盤を改良できるという特性から、多くの重要施設の液状化対策として使用されている。滑走路へ適用するには、昼間は航空機の離発着を実施し、夜間の限定された時間内に施工を行い、終了後、すみやかに滑走路を開放する必要がある。このため、通常の施工に比べて著しく厳しい条件下での施工となる。以下に滑走路への適用にあたっての注意点をまとめる。

(1) 施工条件

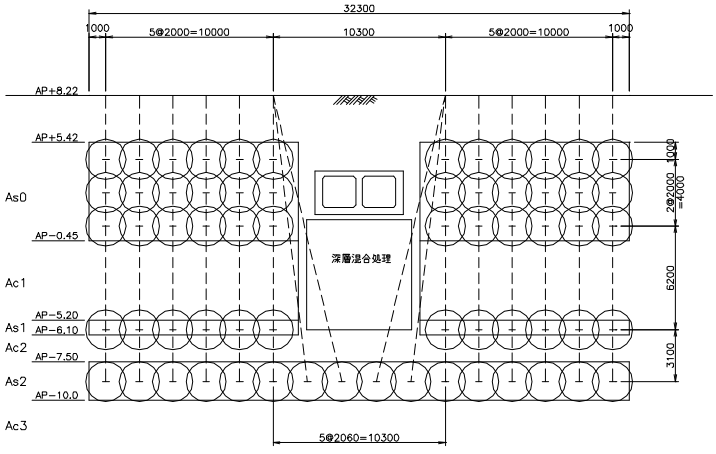
東京国際空港新 B 滑走路改良工事における代表的な施工断面図を図－2 に示す。施工条件で厳しいのは夜間作業における施工開始から、終了後の安全点検までの施工時間の管理である。図－3 に本工事における施工サイクルを示す。深夜 23 時に入場を開始した後、施工準備に 45 分、施工時間は 4 時間となり、清掃時間 1 時間 15 分、翌朝 7 時までに退場完了という厳しいタイムサイクルになっている。

(2) 削孔管理

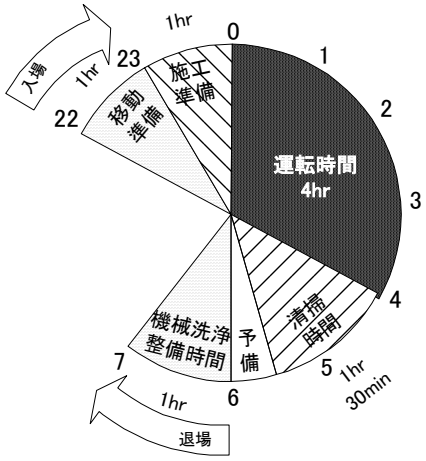
薬液注入用のパイプを挿入するために、滑走路に直径約 10cm の削孔を行うが、昼間には滑走路や誘導路として航空機が離発着をするため、削孔穴の上部に防護キャップを設置する。コアドリルにて、舗装盤のコア抜き（直径 19cm，深さ 17cm）を行った後、バーナーで孔内部の水を除去し、防護キャップをエポキシ接着剤にて固定する。防護キャップを設置後、削孔、注入管立て込みおよびパッカー注入を実施する。

(3) 注入管理

浸透固化処理工法では、適正な浸透注入速度で注入を行うために隆起は微少である。東京国際空港にお



図－2　標準施工断面



図－3　施工のタイムテーブル

ける一連の改良工事の実績の中では 11mm の隆起量が最大値となっている。滑走路で薬液を注入する場合には、あらかじめ、許容される隆起量や地下水位面の高さを設定し、注入時の滑走路面の高さ管理と地下水位面の上昇に関する計測管理が必要である。

(4) 事後調査

本工法の事後調査は、改良地盤からトリプルチューブサンプリングなどで不攪乱試料を採取し、必要な強度であることを確認する。確認の方法としては、繰り返し三軸試験や一軸圧縮試験などが用いられる。特に、D50 が 0.5mm を超える礫や貝殻混じりの土では、不攪乱試料の採取が困難であるため、注意が必要である [2)]。

(5) 滑走路の復旧工

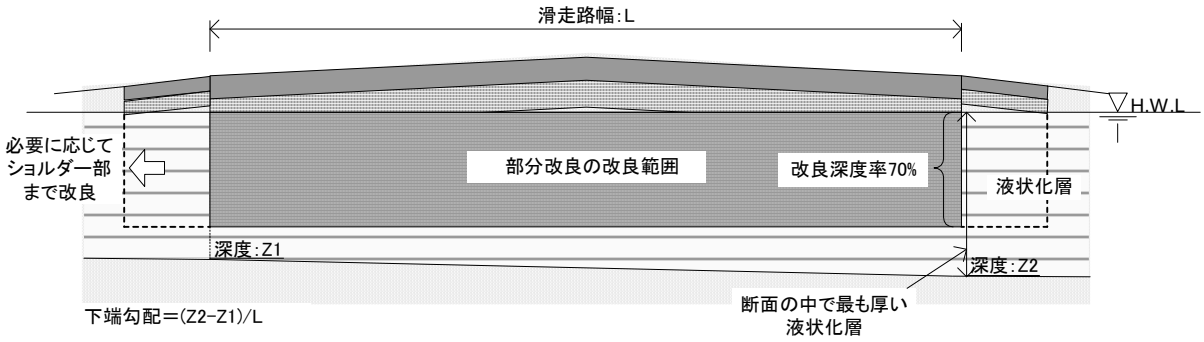
復旧作業は、コアドリル（φ23cm）で防護キャップを除去し、表層近くの注入管を撤去した後、舗装板の下端面までモルタルを注入し、滑走路面までを密粒度アスファルト混合物で充填して終了する。

４．滑走路の改良範囲について

滑走路直下の液状化対策の合理的な設計法の確立を目的として、2007 年に石狩湾新港にて、『実物大の空港施設を用いた液状化実験』が実施された [3)]。この実験では、直下地盤を浸透固化処理工法などで改良した実際の滑走路を造り、発破による人工地震動を加えて、改良地盤の改良効果が検証された。

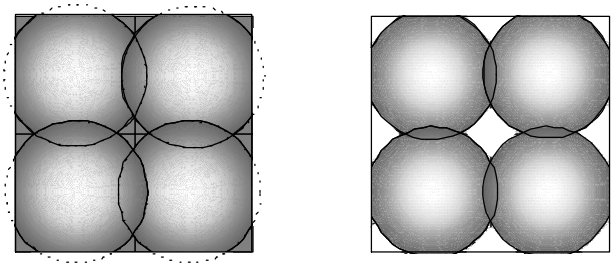
実験の結果をふまえ、航空局より、『「実物大の空港施設を用いた液状化実験」の成果の公表について～耐震工法のコスト縮減にむけて～』（2009.8.4）が発表された。この中で、薬液注入・セメント固化改工法における部分改良の効果について報告されており、固化系の改良では、液状化層の下端が水平成層の場合に限り、液状化層の表層に近い方から 70%以上の改良を行うことで全層改良と同等の改良効果を得ることが可能と報告された。

この方針に基づき、浸透固化処理工法研究会を中心に、模型振動台実験と解析が実施され、浮き型の改良層で下側の未改良層が液状化した場合でも、側方に流動化が生じない条件について検討が行われた。この結果、技術マニュアルが 2010 年に改訂され、空港全体の地表面勾配が 1%以下で、液状化による流動のおそれがない空港において、液状化層の下端勾配が 10%以下でほぼ水平と見なされる場合に限り、改良層の直下に未改良部を残す「部分改良」を適用してよいと言う内容が追記された。図－4 にこの部分改良のイメージを示す。液状化層厚に対する改良深さの割合を『改良深度率』と定義し、液状化層の下端が水平と見なされる状態の場合には、改良深度率：70%を下限として適用して良い。



図－4　部分改良のイメージ

浸透固化処理工法の場合、改良率という概念が導入され、改良範囲に 100%薬液を注入するのではなく、70%程度注入することにより、図－5 に示すように小さい改良体を形成する考え方であり、旧法タンク基礎や岸壁の改良に使用されている。2010 年の技術資料[1)]の改訂では、滑走路においても、解析や実験等で改良効果が確認された場合に限り、改良率:70%を適用しても良いことが記載されている。これらの条件が満足された場合、改良深度率:70%でかつ改良率:70%を組み合わせると、従来の 100%改良に比べて、施工コストは 5 割程度に低減される。



図－5　改良率のイメージ図

５．おわりに

東日本大震災において、仙台では、仙台空港の滑走路のほか、2 箇所の岸壁で浸透固化処理工法が実施されていたが、液状化による被害を受けなかったことが報告され、液状化に対する改良効果が確認された。滑走路への適用に際しては、滑走路に直接削孔するのではなく、周辺地盤から改良ができる曲がり削孔式浸透固化処理工法が開発され、新千歳空港の誘導路に適用された。今後は現状の課題を一つずつ解決し、さらに安全性が高い施工法を開発していきたいと考える。

＜参考文献＞

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

2)　林健太郎，松下弘志，渡辺泰志；均等係数の相違による薬液の浸透固化特性について，第 46 回地盤工学研究発表会，2011.7

3)　菅野高弘，中澤博志；液状化対策に関する実物大の空港施設を用いた実験的研究，港湾空港技術研究所資料，No.1195,june　2009

道路橋RC床版の長寿命化対策としての接着剤を用いたSFRC上面増厚補強工法

鹿島道路㈱生産技術本部技術部　○伊藤清志
鹿島道路㈱北陸支店技術試験所　　近藤健一

1 はじめに

道路橋の受ける交通荷重は，1993 年の車両制限令の車両総重量規制緩和により，道路構造令の設計重量が 245kN に改正され，道路橋示方書・同解説も改訂された．この変遷のなかで，特に昭和 48 年以前の基準 [1]で設計された鋼橋 RC 床版は，現行の基準と比べて主桁間隔が広いが床版厚が薄く，また配力鉄筋も少ない構造のため，車輌の繰返し荷重や大型化(B 活荷重)などの要因によってひび割れなどの損傷を生じている．なかでも遊離石灰を伴ったひび割れなどの損傷が床版全体に及んでいる場合には，耐疲労性の低下や耐荷力の不足が予測されるため，RC 床版の曲げ耐力と押抜きせん断耐力向上に有効であるコンクリート床版上面増厚工法(以下，床版上面増厚工法)[2]が採用されている．この工法は，積雪寒冷地などにおける凍結融解作用と融雪剤の塗布に起因する床版上面の損傷に対しても，床版上面の補修補強対策として有効な工法と考えられる．そこで本研究では，従来の床版上面増厚工法による補強効果確認と，付着と耐久性の向上を目的として打継ぎ界面にフレッシュコンクリート打継ぎ用の高耐久型エポキシキ系接着剤を全面塗布した床版上面増厚工法の補強効果について検証するものである．

2 道路橋RC床版の損傷状況

RC 床版の劣化の原因として，①交通量増加（疲労損傷），②過大な輪荷重(過積載車輌)，③床版厚さ不足（S47 道示以前），④配力筋の不足（S39 道示以前），⑤床版への雨水の浸入，⑥凍結防止剤の散布による塩害，⑦寒冷地の凍害，⑧コンクリートの品質不良(出荷管理･運搬時)，⑨コンクリートの締固め不足(現場施工管理)など考えられる．損傷事例を写真-1～3 に示す．

3 補修補強対策としての従来のRC床版上面増厚工法

3．1 概念と施工方法

床版上面増厚工法は，既設 RC 床版の上面 10mm を切削し，研掃により脆弱部の除去後に増厚コンクリートを増厚専用の高締固めフィニッシャにて打込み，付着界面の脱泡ならびに高締固めにより新旧のコンクリートを一体化させることで，床版の押し抜きせん断耐力および正曲げ耐力の向上を図る工法であり，鉄筋を配置した場合は負曲げ耐力の向上にも寄与する．施工断面を図-1 および図-2 に示す．

3．2 近年の課題

床版上面増厚工法は昭和 53 年(1978 年)頃から実施されているが，施工後数年で既設床版と増厚コンクリートとの界面にはく離が発生し，損傷に発展する事例も報告されている [3](写真-4，5)．はく離の発生メカニズムは解明されていないが，交通車輌の通過による繰返し振動により，ひび割れ部や開口した打ち継ぎ部より雨水が進入し，界面のはく離が加速的に進行し，破損に至ると推測される．よって，既設 RC 床版と増厚コンクリートとの界面の確実な付着が本工法において必須条件である．なお，NEXCO では 2010 年より端部の付着確保を目的として，額縁状に端部に接着剤(土木用高耐久型エポキシ樹脂系)の塗布を行う仕様としている [4]．

写真-1 床版下面のクラック

写真-2 スケーリング

写真-3 砂利化

写真-4 増厚後の損傷事例

写真-5 増厚界面のはく離

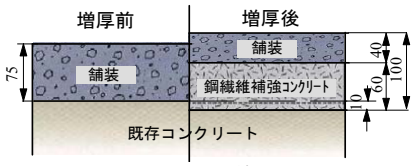


図-1 床版上面増厚工法(補強鉄筋なし)

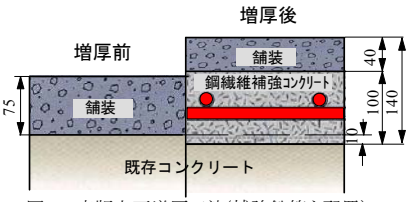


図-2 床版上面増厚工法(補強鉄筋を配置)

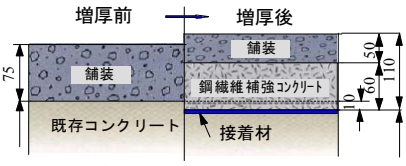


図-3 接着剤を塗布した床版上面増厚工法

表-1 RC床版供試体のコンクリート配合

スランプ (cm)	W/C (%)	s/a	単位量(kg/?)				混和剤
			セメント	水	細骨材	粗骨材	
8.0±2.5	39.2	40.0	403	158	726	1094	4.0

表-2 SFRCの配合

スランプ (cm)	W/C (%)	s/a	単位量(kg/?)					混和材
			セメント	水	細骨材	粗骨材	鋼繊維	SP
6.5±1.5	39.3	51.2	430	170	851	858	100	C×2%

4 長寿命化を目指した『接着剤を用いたSFRC上面増厚補強工法』

4.1 概念

鋼床版の疲労対策として実績のあるフレッシュコンクリート打継ぎ用の高耐久型エポキシ系接着剤を，研掃後のRC床版に塗布厚1mmで全面塗布し，接着剤の可使時間内に増厚コンクリートを打込むことで，既設RC床版と増厚コンクリートを接着接合により一体化し，耐久性の向上を図る．図-3に施工概念図を示す。

4.2 耐疲労性の評価

これまで舗装分野において接着剤を構造部材として用いた事例はあまりないことから，耐疲労性についての評価を行うために，供試体(模擬床版)を試験条件に従い作成し，輪荷重走行疲労試験を実施した．

4.3 使用材料・寸法

4.3.1 RC床版(模擬床版)

既設床版を模擬したRC床版は普通ポルトランドセメントと5mm以下の砕砂および5mm～20mmの砕石(JIS-A5005)を使用した．また，鉄筋はSD295A，D10を使用した．表-1に配合を示す．

4.3.2 上面増厚コンクリート

上面増厚コンクリートには鋼繊維補強コンクリート(以下，SFRC)を用いた．SFRCの設計基準強度は材齢3時間の圧縮強度を24N/mm^{3}とする．セメントは超速硬セメントを使用し，粗骨材の最大寸法は15mm，鋼繊維は長さ30mmで混入率1.27Vol%(100kg/m^3)の配合とした．表-2に配合を示す．

4.3.3 接着剤

接着剤はフレッシュコンクリート打継ぎ用の高耐久型エポキシ系接着剤を用いた．

4.4 試験条件

供試体寸法は道示の規定に基づき設計し，その1/2モデルとした．図-4に床版供試体の寸法および鉄筋配置を示す．試験条件は3条件とし，各1枚ずつ作成した．呼び名は，増厚前の床版をRC-1，従来の増厚工法による増厚床版をSFRC-1，および接着剤を全面に塗布した増厚床版をSFRC-A1とした．

4.5 供試体(模擬床版)の作成

写真-6 切削状況

写真-7 研掃状況

写真-8 SFRC製造

写真-9 SFRC打込み状況

写真-10輪荷重走行疲労試験機

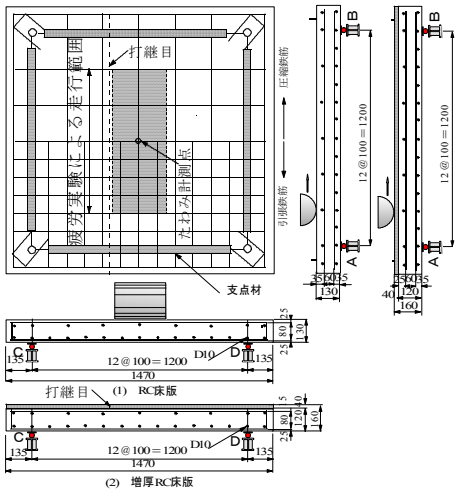


図-4 供試体寸法 および 鉄筋配置

表-3 等価走行回数

供試体	等価走行回数（回）	走行回数比 (SFRC/RC)	走行回数比 (SFRC-A/SFRC)
RC-1	7.347×10^6	—	—
SFRC-1	73.976×10^6	10.3	—
SFRC-A1	261.284×10^6	36.5	3.5

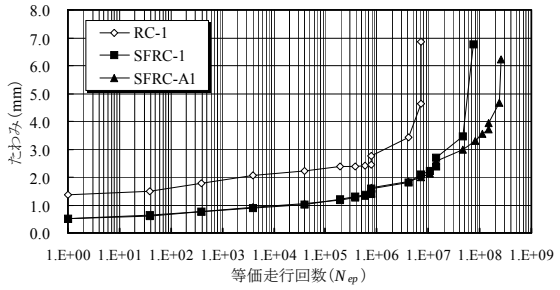


図-5 たわみと等価走行回数

供試体の作成は実際の現場作業(機械)に準じて行った．手順は以下となる．①切削機による切削(10mm)，②ショットブラストによる研掃(150kg/mm^2)，③接着剤の塗布，④ジェットモービルで製造した SFRC の打込みとバイブレータによる締固め後の左官鏝仕上げとした(写真-6～9 参照)．

4．6 輪荷重走行疲労試験

輪荷重走行疲労試験は RC 床版および SFRC 上面増厚補強床版ともに床版中央から両支点方向に 450mm 範囲に輪荷重を走行させた．載荷荷重は，供試体寸法を実橋床版の 1/2 モデルとしたことから，設計活荷重は 50kN であり，に安全率 1.2 を乗じた 60kN が設計基準荷重となる．RC 床版では設計基準荷重 60kN を初期荷重として，2 万回走行毎に荷重を 20kN 増加させ，100kN からは 2 万回走行毎に 10kN の増加となる，段階載荷とした．一方，増厚を行った供試体では床版が厚い(＋40mm)ことから，初期荷重は 80kN とした．

4．7 輪荷重走行疲労試験結果より得られる等価走行回数

2 万回毎の段階載荷試験結果より，等価走行回数を算出して耐疲労性を評価した．等価走行回数は，マイナー則に従うと仮定すると式(1)で与えられる．補強された RC 床版の耐疲労性の評価は，松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線 [5]の傾きの逆数 m には 12.7 を適用する。なお，基準荷重Pは 60kN とする．

$$Nep=\sum_{i=1}^{n}(Pi/P)m\times ni \qquad (1)$$

Nep：等価走行回数(回)，Pi：載荷荷重(kN)，P：基準荷重(＝60kN)，
ni：実験走行回数(回)，m：RC 床版の S-N 曲線の傾きの逆数(＝12.7)

したがって，本実験における実荷重と走行回数の関係から等価走行回数(Nep)を算出し，SFRC 上面増厚 RC 床版供試体について，接着剤の有無による耐疲労性を評価した．

4．8 試験結果と考察

4．8．1 実験結果による等価走行回数

本実験における実験走行回数を式(1)により算出した等価走行回数を表-3 に示す．

表-4 施工事例

橋梁名：川口跨線橋(一般県道土浦港線) 既設床版厚：170mm 補強後床版厚：230mm 接着剤の適用：全面塗布 増厚コンクリート：超速硬SFRC 施工面積：430.55m^2(延長39.5m) 施工時期：平成21年2月		橋梁名：見返大橋(一般国道49号) 既設床版厚：210mm 補強後床版厚：260mm 接着剤の適用：額縁状に端部500mmに塗布 増厚コンクリート：超速硬SFRC 施工面積：1230m^2(延長145m) 施工時期：平成20年7月	

RC 床版供試体 RC-1 の等価走行回数は 7.347×10^6 回となり，これを基準として接着剤の有無による SFRC 上面増厚を行った床版について耐疲労性について評価した．等価走行回数を比較すると，従来の SFRC 上面増厚を行った供試体 SFRC-1 は 73.976×10^6 回となり，基準となる増厚を行わない供試体の 10.3 倍となった．また，接着剤を全面塗布してから SFRC 上面増厚を行った供試体 SFRC-A1 は 261.284×10^6 回となり，基準とする増厚を行わない供試体の 36.5 倍となり，接着剤を全面に塗布することで大幅に等価走行回数は増加した．

4．8．2 たわみと等価走行回数の関係

RC 床版供試体中央におけるたわみと等価走行回数の関係を図-4 に示す。

RC 床版供試体 RC-1 では，等価走行回数の増加により上昇し，3mm(≒L/400，L：床版支間)を超えた付近(等価走行回数 4.07×10^6 回)から急激に増加し，終局たわみは 6.86mm である．このたわみが増加した等価走行回数 4.07×10^6 回付近について比較すると，SFRC 上面増厚を行った RC 床版供試体 SFRC-1 では 1.7mm 程度であり抑制効果が見られる．その後，たわみが 3mm を越えた付近からたわみ量の増加が増え，等価走行回数 47.100×10^7 回を超えた後に急激に増加し，終局時のたわみは 6.75mm であった．一方，接着剤を全面塗布してから SFRC 上面増厚を行った RC 床版供試体 SFRC-A1 については，RC 床版供試体 RC-1 のたわみが増加した等価走行回数 4.07×10^6 回付近でのたわみ量は 1/2 程度であり，大幅な抑制効果がみられた．等価走行回数 23.710×10^7 回でたわみが 3.5mm(≒L/350)超えてから急激に増加し，終局時のたわみは 6.22mm であった．以上の結果より，従来型の SFRC 上面増厚に比べて接着剤を全面塗布した SFRC 上面増厚工法は，たわみの増加が抑制されて等価走行回数も増加しており，耐疲労性に優れた補強法であると確認された．

5 施工事例

接着剤を塗布した施工事例を表-4 に示す．

6 まとめ

本報告では，道路橋 RC 床版と RC 床版上面増厚工法の損傷状況から課題点を示した。従来型の RC 床版上面増厚工法では，RC 床版部と SFRC 増厚部の界面のはく離から損傷が進展することが課題であり，付着力の耐久性確保が床版の耐疲労性の向上となると考える。そこで，界面の付着力・耐久性の向上を目的として界面に接着剤を塗布した SFRC 床版上面増厚工法を考案し，輪荷重走行疲労実験により耐疲労性を検証した。その結果，接着材を用いた SFRC 上面増厚工法は，耐疲労性に優れた補強法であることが確認できた。実橋における接着材を用いた SFRC 上面増厚工法の適用では，上面増厚工法マニュアルに示す付着強度 1.0N/mm^2 以上を満足し，良好な結果を得ている。今後も，実橋への適用と検討を重ねて，橋梁の長寿命化に役立つ補修・補強方法の確立に努めたい。

最後に，本研究にあたりご指導をいただいた日本大学生産工学部土木工学科の阿部教授に厚く御礼申し上げます。

参考文献：1)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ，2)(財)高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル(1995)，3)NEXCO 中日本八王子支社保全サービスセンター：中央道諏訪南～諏訪間におけるコンクリート床版の補修，EXTEC No.81，pp39-41，4)東日本高速道路㈱・中日本高速道路㈱・西日本高速道路㈱：設計要領第二集橋梁保全編(2010)

ＨＳアスコン（高耐久性・高安定性アスファルト混合物）

東亜道路工業株式会社　北陸支社　技術部　　小河　浩幸

１　はじめに

近年、厳しい財政事情のもと公共事業のコスト縮減や維持管理の効率化が強く求められており、舗装分野においても様々な取り組みが行われてきている。また、地球温暖化の影響から夏季の猛暑日の発生回数が増加しており、従来に増して耐久性を向上した長寿命化や耐流動性に優れたアスファルト混合物の必要性が高まっている。

本報告は、改質アスファルトと特殊添加材からなるＨＳバインダーを用いることにより、通常の改質アスファルト混合物をはるかに凌ぐ高い耐久性・安定性を有する加熱アスファルト混合物（以下、ＨＳアスコン）を開発した結果を報告する。

２　ＨＳアスコンの概要

ＨＳ（High Stability）アスコンとは、熱可塑性樹脂とポリマーによるハイブリット改質アスファルトをバインダーとする加熱アスファルト混合物である。ポリマー改質アスファルトの柔軟性と特殊熱可塑性樹脂の剛性により、重荷重に対して高い安定性を示す。

よって、重交通路線や交差点付近に適用することで補修サイクルの延長が図られ、路上工事削減につながる等の効果がある。

２．１　特長

ＨＳアスコンの主な特長を以下に示す。

①　ポリマー改質アスファルトより耐流動性などの耐久性に優れ、その性能は半たわみ性舗装やエポキシアスファルト舗装に匹敵する。

②　耐油性に優れているため、油漏れによるポットホールなどの舗装の破損を抑制できる。

③　耐水性に優れているため、滞水に起因する舗装の破損を抑制できる。

④　加熱アスファルト混合物であるため、特殊な工程や施工機械を必要とせず、通常の加熱アスファルト混合物と同様の製造、施工体制で舗設が可能である。

⑤　反応による硬化ではないため、取扱いが容易である。

２．２　適用箇所

ＨＳアスコンの一般的な適用箇所を以下に示す。

①　重交通路線の表層および基層

②　交差点やわだち掘れが発生しやすい箇所

③　コンテナヤードやバス停などの静荷重を受ける箇所

④　高い耐水性が要求されるコンクリート床版の表層および基層

⑤　長寿命化を目的とした舗装（トンネルなど）

⑥　工場構内舗装などの油漏れが予想される箇所

２．３　施工実績

ＨＳアスコンについて平成 20 年度から平成 22 年度の施工実績（面積）を図-2.1 に示す。また、管理者別に集計した結果を図-2.2 に示す。

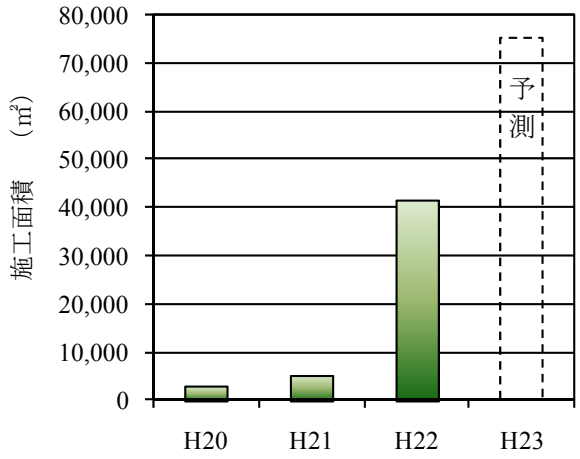


図-2.1　施工実績（面積m^2）

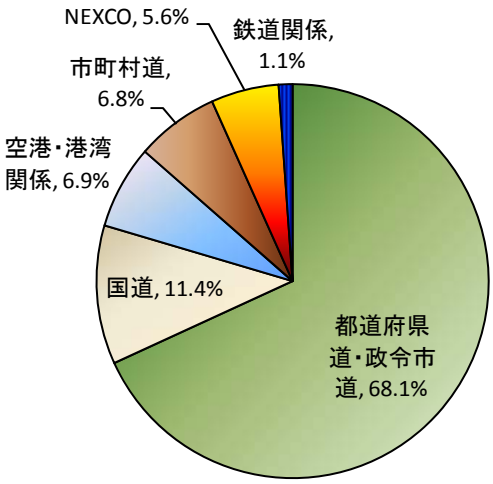


図-2.2　管理者別施工割合

３　ＨＳバインダー

ＨＳバインダーは、合材工場において専用ポリマー改質アスファルト（ＨＳ主材）を用いてアスファルト混合物を製造する際に、ミキサー内に特殊熱可塑性樹脂（ＨＳ添加材）を投入しプラントミックスにて製造する。この時、ＨＳ主材とＨＳ添加材はアスファルト混合物中で混合されＨＳバインダーとなる。

３．１　ＨＳ主材の性状

ＨＳ主材は、ＨＳ添加材と相性の良い専用のポリマー改質アスファルトであり、ポリマー改質アスファルトⅡ型の標準的性状に適合したものである。

３．２　ＨＳ添加材の性状

ＨＳ添加材は、高い軟化点を有する特殊熱可塑性樹脂であり、高温（180℃）の粘度が低いため混合物の作業性を阻害しない。ＨＳ添加材の投入および形状を写真-3.1 に示す。

写真-3.1　ＨＳ添加材投入および形状

３．３　ＨＳバインダーの性状

ＨＳ主材にＨＳ添加材を添加したＨＳバインダーは、針入度が低く、軟化点が高いハードアスファルトでありながら、伸度が大きくたわみ性に優れている。ＨＳバインダーの代表的性状を表-3.1 に示す。

表-3.1　ＨＳバインダーの代表的性状

試験項目		HSﾊﾞｲﾝﾀﾞｰ	社内規格
軟化点	℃	75.5	70以上
伸度(15℃)	cm	54	30以上
針入度(25℃)	1/10mm	35	25以上45未満
タフネス(25℃)	N・m	25.1	20以上
薄膜加熱質量変化率	%	0.08	0.6以下
薄膜加熱針入度残留率	%	82.9	75以上
引火点	℃	325	260以上
密度	g/cm^3	1.020	－

４　ＨＳアスコンの性能

室内試験において、従来の混合物と比較した試験結果を以下に示す。

なお、混合物の種類は、粗面タイプの砕石マスチックアスファルト混合物（13）とし、使用アスファルトを①ストアス、②改質Ⅱ型、③エポキシアスファルト、④ＨＳバインダー、および⑤半たわみ性舗装混合物とする。

４．１　耐流動性

上記 5 種類の混合物に対して、ホイールトラッキング試験（60℃）を実施した結果を図-4.1 に示す。

図-4.1 に示すように、ＨＳアスコンは半たわみ性舗装混合物に匹敵する動的安定度（ＤＳ）を計測した。また、両混合物とも本試験の最小変位計測限界値（0.01mm）を示しており、正確な評価ではないが優れた耐流動性を有していることがわかる。

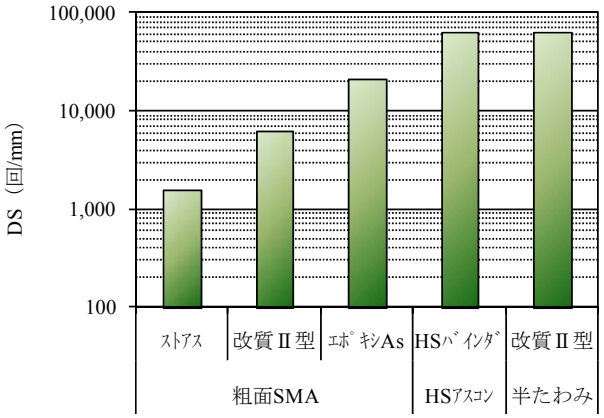


図-4.1　動的安定度の測定結果

４．２　耐油性

上記 5 種類のマーシャル供試体を作製し、20℃の灯油に 48 時間浸油した後､通常のマーシャル安定度試験を実施し残留強度率を評価した結果を図-4.2 に示す。

灯油浸油後の残留強度率は、エポキシＡＳ、ＨＳアスコン、半たわみについては、80%を超える残留強度率を示し高い耐油性能が確認された。

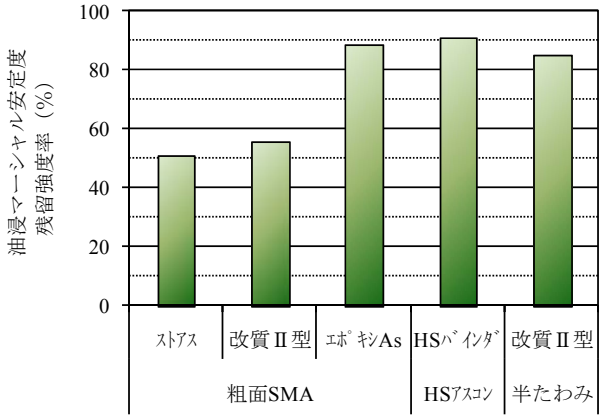


図-4.2　浸油後マーシャル残留強度率の結果

また、48 時間灯油に浸油した後（試験前）の供試体の形状を写真-4.1 に示す。

灯油浸油後の供試体の写真から、改質Ⅱ型は形状が崩れているがエポキシＡＳ、ＨＳアスコン、半たわみは、ほぼ作製時の形状を保っている。

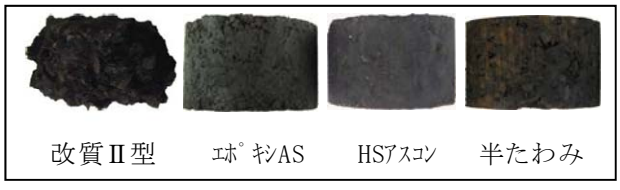


写真-4.1　48 時間灯油浸油後の供試体

４．３　静荷重抵抗性

各種混合物供試体上に静荷重をかけて、抵抗性の評価を実施した。試験条件を表-4.1 に示し、試験状況を写真-4.2 に示す。

表-4.1　試験条件

項　目	試験条件
試験温度　（℃）	60
試験時間　（分）	240
最大変位量　（mm）	20
載荷治具	φ10mm丸棒
供試体寸法　（cm）	30×30×5
載荷荷重　（N）	686

写真-4.2　静荷重載荷試験状況

静荷重載荷試験を実施した結果を図-4.3 に示す。なお、試験時間は 240 分とし、変位量が最大値(20mm)に達した時点で試験終了とする。

図-4.3 に示すように、ＨＳアスコンの静荷重抵抗性は、ストアスや改質Ⅱ型の混合物と比較して、著しく優れていることがわかる。

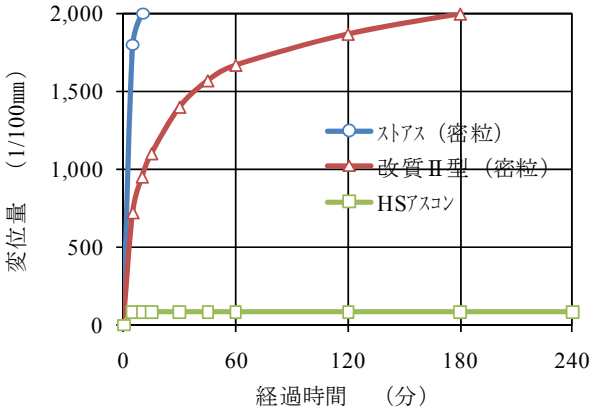


図-4.3　静荷重載荷試験結果

5　施工コスト

交差点付近での舗装工事を想定し、耐流動性舗装（ＨＳアスコン舗装、半たわみ性舗装、エポキシアスファルト舗装）について、施工コストの算出を行った。積算条件を表-5.1 に示す。

表-5.1 の条件により、改質Ⅱ型を用いた舗装を 1.0 とした場合の施工コストを算出した結果を図-5.1 に示す。

表-5.1　積算条件

舗装厚	表層(密粒G20)5cm
	基層(粗粒)5cm
作業時間帯	夜間施工
施工規模	1,000m2/日
バインダー単価	改質Ⅱ型:10万円/t
	エポアス:70万円/t
	HSバインダ:30万円/t
半たわみ性舗装	厚さt=10cm、改質Ⅱ型使用

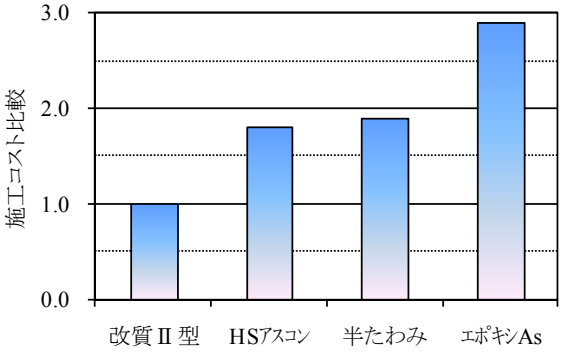


図-5.1　施工コストの比較

ＨＳアスコンは、改質Ⅱ型よりコスト高であるが、エポキシＡＳよりは安価であり、半たわみ性舗装と同程度である。しかし、半たわみ性舗装は、母体である開粒度舗装工とセメントミルク注入工があり、施工面では通常の加熱アスファルト混合物と同様な施工ができるＨＳアスコン舗装のほうが有効であると考える。

6　施工箇所事例

現在までに施工されてきた主な箇所の事例を写真-6.1 および写真-6.2 に示す。

写真-6.1　パーキング事例

写真-6.2　駅ロータリー事例

7　おわりに

ＨＳアスコンは、平成 22 年度末時点において約 4 万m^2を超える施工実績を有してきた。適用箇所は、重交通路線、貨物コンテナヤード、パーキングなど利用範囲が多岐に渡っている。

今後は、それらの長期供用性について追跡調査を継続的に実施し、ライフサイクルコスト（ＬＣＣ）やライフサイクルアセスメント（ＬＣＡ）などの効果の検証をしていく所存である。

大型プレキャストアーチカルバート設計・施工要領

日本サミコン株式会社　渡部　敏
（セミ・プレハブ技術研究会　技術委員）

１．　はじめに

主に道路(通路)用の盛土部に用いられるカルバート工の中で，大断面のプレキャストボックスカルバートは，北陸地方で普及しており，施工期間の短縮，省人化およびコスト縮減など工事施工の合理化に大きな効果を発揮している．

カルバートの土被りが大きくなると，ボックスカルバートよりもアーチカルバートが経済性において有利となることが一般的に知られているが，施工性において場所打ちコンクリートの場合は，アーチ部分の型枠およびコンクリートの施工が難しくなる．

セミ・プレハブ技術研究会では，「大型プレキャストボックスカルバート」を始め大型プレキャストコンクリート製品の開発に取り組んできたが，高盛土区間に適応できるプレキャストコンクリート製のアーチカルバートを開発し，平成 22 年 11 月に「大型プレキャストアーチカルバート設計・施工要領」を発刊した．

写真－１　施工例

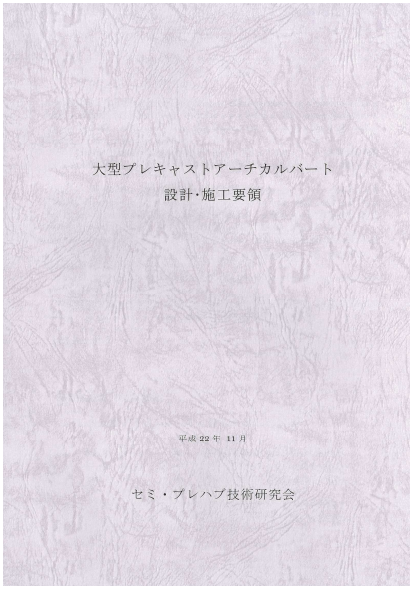
本要領は，工法の概要から設計，製造および施工に関して一連の技術的な内容が記載されており，設計および現場実務者の参考資料となることを目的としたものである．

本報告では，大型プレキャストアーチカルバート設計・施工要領の概要を報告する．

２．　大型プレキャストアーチカルバート設計・施工要領の構成

本要領の構成は，以下のとおりである．

- 1.　総則　　目的および適用範囲
- 2.　工法の概要　工法の特徴と構造および部材の説明
- 3.　規格寸法　　上部工・下部工の規格寸法
- 4.　設計　　設計の一般事項と上部工・下部工の構造計算および構造細目
- 5.　製造　　製造の一般事項と製品出来形管理
- 6.　施工　　主に上部工の施工方法と出来形管理
- 参考資料　　参考文献２編



図－１　大型プレキャストコンクリート設計・施工要領　表紙

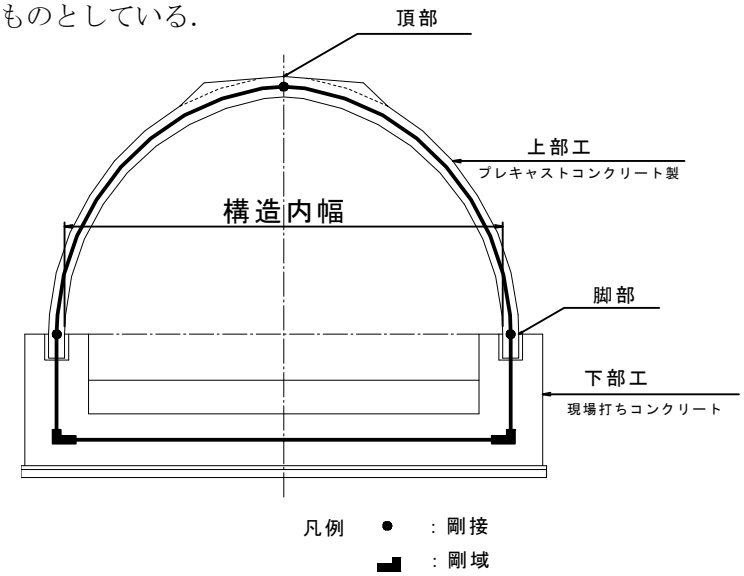
3．　工法の概要

本要領で扱う大型プレキャストアーチカルバート(製品名はAp_pass と呼ぶ)は，上部のアーチ部をプレキャストコンクリート製品，縦壁部と底版部を現場打ちコンクリートで構成されている．施工が煩雑で最も施工期間を要する上部工をプレキャスト製品としたことにより，施工の合理化が図られ施工期間の短縮と省人化を可能としたものである．また，下部工の形状が比較的単純でコンクリート量も多くなる事から現場打ちコンクリートとし，施工性の合理化とコスト縮減などの効果を図ったものである．

本工法は，3 剛接アーチ構造による閉合断面を採用しており現場打ちアーチカルバートと同等の構造とし設計の考え方は現場打ちアーチカルバートに準じるものとしている．

本工法の主な特徴を以下に示す．

・上部工は，PC 構造とする
・3 剛接アーチ構造による閉合断面とする．
・上部工は，円形に近似された多角形部材を採用する．これにより複雑な線形にも対応できる．
・場所打ちと同様に道路方向にブロック単位で縁切りされているので不同沈下対策などは従来の方法をそのまま適用することができる．



図－２　構造モデル図

本工法は，主として土被り厚 12m 以下の道路下に埋設される水路用および道路(通路)用の盛土部に使用するアーチカルバートに適用する．

表－１　標準適用範囲

構造内幅	12.0m 以下(実績値 12.5m)
土被り厚さ	12.0m 以下(実績値 15.3m)
最小曲率半径	R=40.0m(実績値と同様)
最大縦断勾配	i=10.0%(実績値 14.0%)

本要領では，土被り厚 4m 以上～12m 以下において構造内幅 6m 以上～12m 以下の 1m 毎に区分した形状寸法を表記しているが，これ以外の条件においては別途詳細の検討を行うことで対応することが可能である．

部材形状は，矩形断面とし最小部材厚を 25cm，30cm，40cm，50cm の 4 種類から条件に応じて選定する．また，部材は一様な厚さではなく応力状態の変化に対応するため頂部に行くほど厚さが増していく変断面としている．

部材幅は，2.5m を基本とし部材厚 50cm の部材については 2.0m としている．

部材の内半径は，4.0m と 6.0m の 2 種類を基本としている．

4．　設計

4．1　荷重一般

設計に用いる荷重は，主として自重，鉛直土圧，水平土圧および活荷重を考慮する．

なお，水平土圧係数は k_0=0.3 および 0.5 とし両方の部材応力度を計算し不利な応力度で断面を設計する．

本工法は，現場打ちアーチカルバートの上部をプレキャスト部材に変えた構造であり全剛の閉合断面となっているが，下部工と上部工の接合箇所があり部分的な補強も必要となる場合が想定されることから基本的に地震時の検討を行うこととした．地震時の検討は，「道路土工－カルバート工指針(平成 21 年度版)」では耐震設計に関する一般事項が記載されているが，性能評価や解析手法が明確となっていないことなどから，その内容が明確となるまでは当面の間レベル 1 地震動に関してのみ検討することとした．なお，レベル 1 地震動の検討は，応答変位法による解析とし要求性能は性能 1 とする．

表－２　設計に用いる荷重

死荷重	自　　重	○
	カルバート内の水	△
活荷重	カルバート上の活荷重	○
	カルバート内の活荷重	△
	活荷重による側圧	○
	衝撃	○
土　圧	鉛直土圧	○
	水平土圧	○
	活荷重による土圧	○
水　　圧		△
浮力または揚圧力		△
コンクリートの乾燥収縮の影響		×
温度変化の影響		△
地震の影響 注)		○
地盤変位の影響		×

凡例　○：必ず考慮する荷重
　　△：その荷重による影響が特にある場合を除いて，一般には考慮する必要のない荷重
　　×：考慮する必要のない荷重
注) 地震の影響は設計手法が明確となるまで当面の間レベル1を対象とする。

塩害の影響が懸念される地域では，上部工は「道路橋示方書・同解説Ⅲ　コンクリート橋編」，下部工は「道路橋示方書・同解説Ⅳ　下部構造編」を参考に内空側および坑口部の気中に暴露する箇所の最小かぶりを確保する．

４．２　上部工の構造計算

プレキャスト部材は，ＰＣ鋼材によるプレストレスによる軸力を考慮した鉄筋コンクリート部材として設計する．(PRC 設計)なお，引張鉄筋の許容応力度はひび割れ幅の制御で決定され，鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値はコンクリート標準示方書［設計編］に準拠している．

頂部の接合面を剛接合とするため，曲げモーメントに対しては PC 鋼棒によるプレストレスで抵抗させる設計を行う．

道路縦断方向は，上部工に載荷される土重量と上部工本体の部材重量の地震時慣性力に対して，縦断方向に配置された PC 鋼材を緊張することにより部材間に生じるせん断抵抗力で抵抗するものとして設計する．

４．３　下部工の構造計算

下部工本体の設計は，「道路土工－カルバート工指針(平成 21 年度版)」の“剛性ボックスカルバート”に準拠し鉄筋コンクリート断面として許容応力度法を用いて設計を行う．

縦壁パラペット部の検討は，以下に示す 3 項目について照査を行う．

・接合部の曲げモーメントとせん断力による合成応力度(水平支圧応力度)が許容支圧応力度以下であることを照査する．
・接合部の軸力による鉛直支圧応力度が許容応力度以下であることを照査する．
・検討断面位置での曲げモーメントとせん断力に対してそれぞれの応力度が，許容応力度以下であることを照査する．

４．４　構造細目

上部工部材の構造細目は，「道路橋示方書・同解説Ⅲ　コンクリート橋編」の規定に準じ，鉄筋コンクリー

ト部材の構造細目は「道路橋示方書・同解説Ⅳ　下部構造編」の規定に準拠する．なお，本要領では，使用する主鉄筋の最大径は D32@125 を基本とする．ただし，施工性，市場性および経済性の検討を行い可能と判断される場合は D38@125 を最大とする．

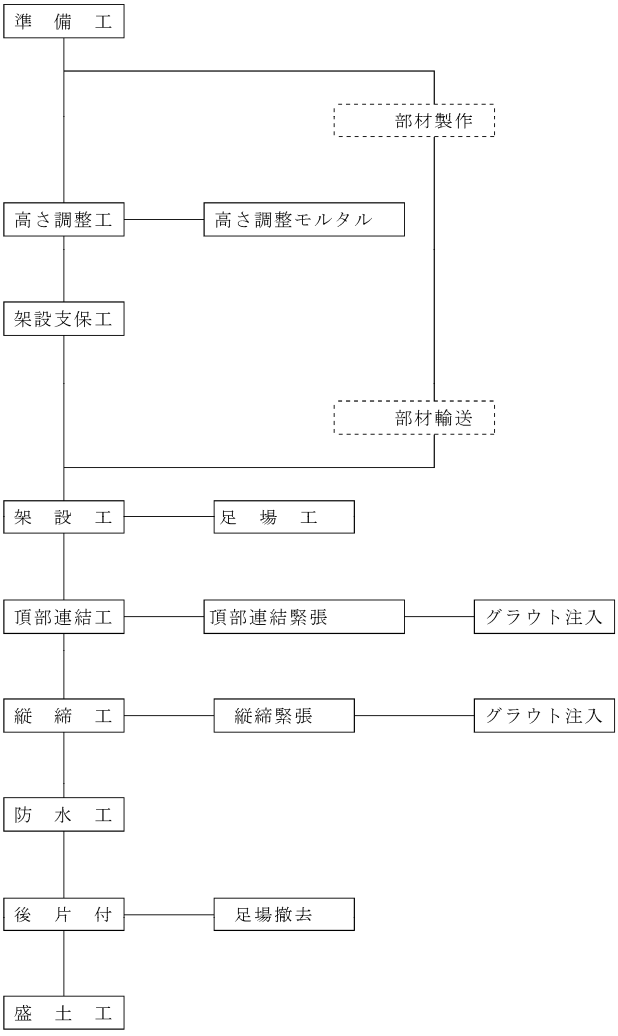
５．　上部工の施工手順

上部工の施工フローチャートを図－３に示す．

上部工の架設は，部材の仮置きおよび調整用の支保工を予め組立て，部材の運搬車から直接クレーンにて吊り上げ反転機などを用いて所定の位置に部材を据え付け支保工上に部材頂部を仮置きする．左右１回ずつ据え付けを繰り返し部材頂部を向かい合わせる．部材の調整後頂部連結部の PC 鋼棒を挿入し，１セットの据え付けが完了する．この作業を繰り返し，ブロックの端部では PC 鋼線を６本延長方向に挿入し縦締緊張を行う．ブロック単位の施工を繰り返し架設完了となる．

頂部連結部の緊張および頂部連結部と縦締部のグラウト注入および定着部モルタルの打設を行い，最後に各目地部に防水の施工を行う．

盛土の施工時は，盛土材料の片盛土の許容量を構造計算書より確認する．また，頂部に大型転圧機による締め固めを行う場合は，締め固め可能な最小土被り厚を構造計算書より確認する．



図－３　上部工の施工フローチャート

６．終わりに

本要領は，設計から施工に関する技術的事項がとりまとめられ，設計の計画段階および施工時において参考資料とし安全かつ合理的な施工に資することを目的としたものである．

本要領が，設計および施工に携わる実務者の一助になることを期待する．

７．　謝辞

末尾となりましたが，本要領を作成するにあたり，発注者，設計者，施工者から構成する「北陸新技術支援委員会－大型プレキャストアーチカルバート部会」の助言をいただきました．

委員長ならびに委員の皆様に，深く感謝し謝辞とさせていただきます．

第2会場

第Ⅰグループ

富山市内歩道融雪工事における融雪装置組込RC舗装版の設置事例

株式会社興和　水工部　（プレキャストRC版舗装協会会員）　斎藤　貴典

1　はじめに

平成22年度に国土交通省北陸地方整備局富山河川事務所発注で実施された、富山市内の国道41号の歩道融雪工事における融雪装置組込RC舗装版の設置事例（総曲輪地区歩道融雪設備その２工事・山王町地区外歩道融雪設備工事）について説明する。

2　導入経緯

本工事箇所は富山市中心部に位置し、通行利用者が多い。本工事は、冬季の歩道空間確保を目的として歩道に融雪装置を設置する工事が行われた。

この工事範囲内にある国道41号と交差する市道は利用者が多いため長期間の通行規制が困難である。そこで、道路交差部においては、現場での配管作業及びコンクリート養生期間が不要となり、規制時間・施工日数が短縮される融雪装置組込RC舗装版を導入され発注された。

なお、一般歩道部は現場打ちコンクリートである。

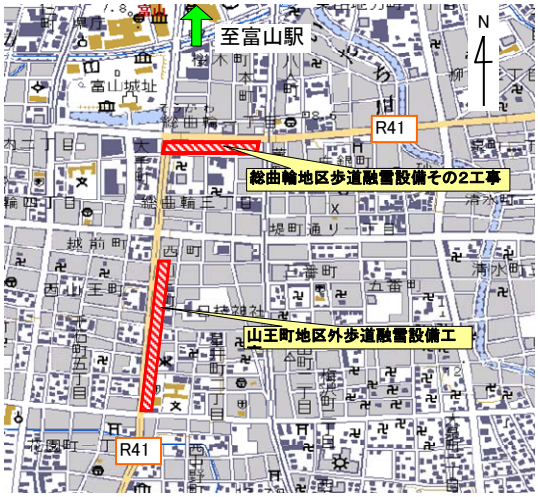


図-1　工事箇所位置図

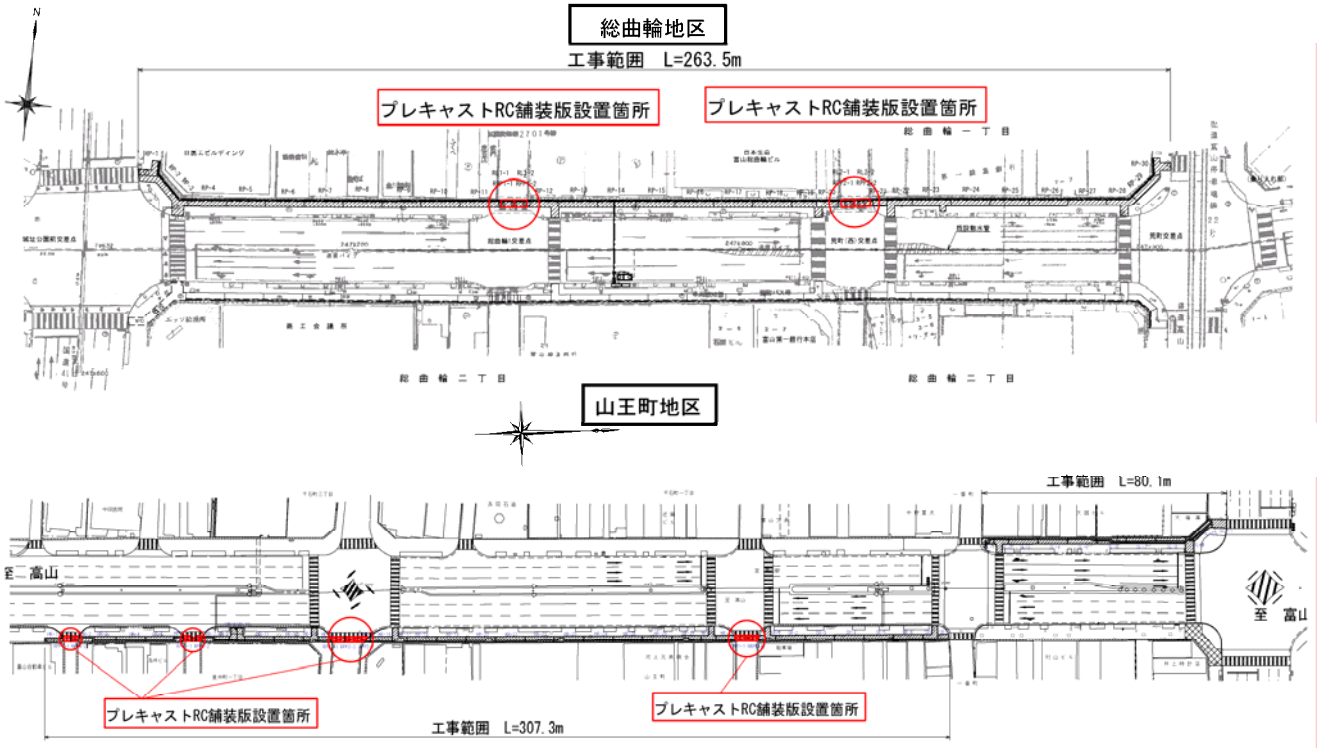


図-2　融雪装置組込RC舗装版設置位置図

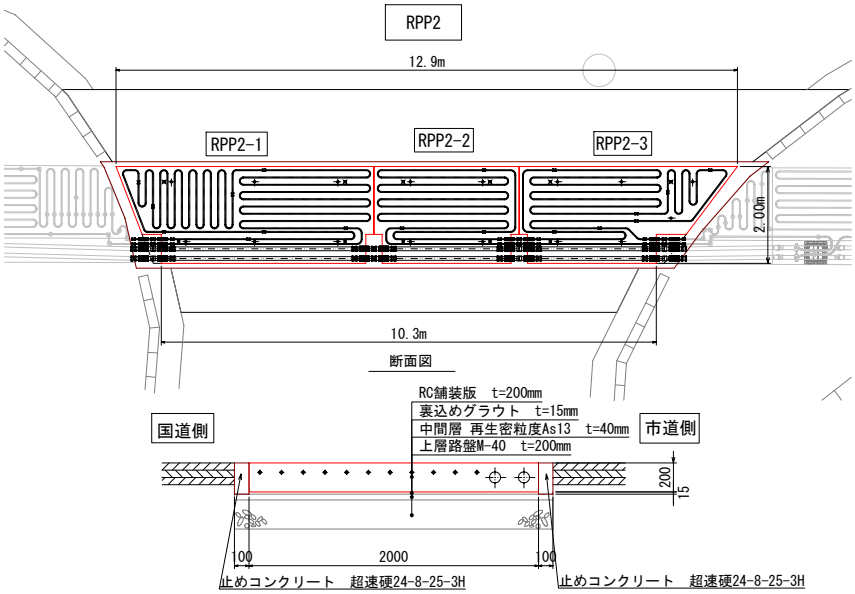
3　RC舗装版の構造

本工事箇所における融雪方式は、井戸水を配管に通水させる地下水循環方式であるため、放熱管は耐腐食性を考慮して内面ライニング鋼管を使用した。また、送集水管を一体型とした構造となっている。市道交差部１箇所当たり２～３枚（図－３参照）の版を連結する方式となっている。

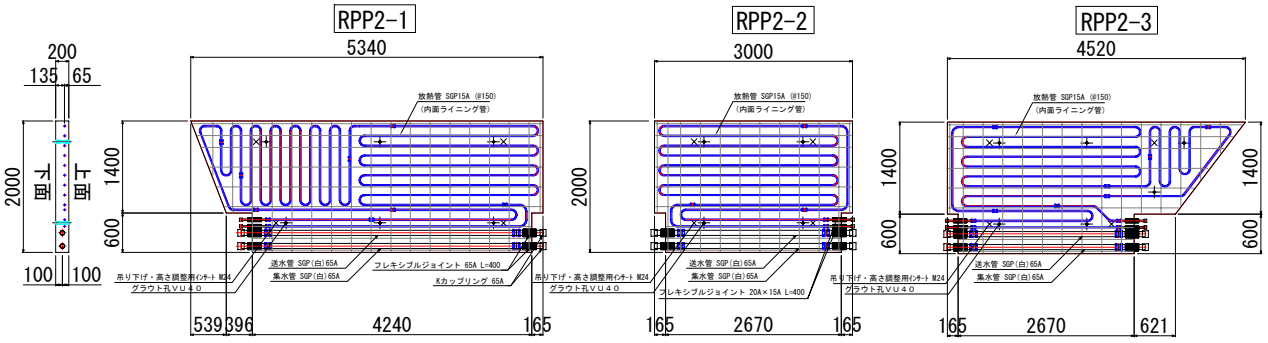
RC 舗装版仕様を表－１に示す。版厚は 200m とし、使用コンクリートは高強度コンクリート（設計曲げ強度 =5.9MPa(σ 28 日)）となっている。総曲輪地区と山王町町地区合わせて 13 枚を設置した。

表－１ RC 舗装版仕様

工事箇所		山王町地区	総曲輪地区
プレキャストRC融雪版	RC版据付枚数	9枚	4枚
	版厚	200mm	
	配合	早強ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞ	
	曲げ強度	5.9 N/mm2	
	圧縮強度	59N/mm2	
	粗骨材最大寸法	20mm	
	スランプ	12cm	



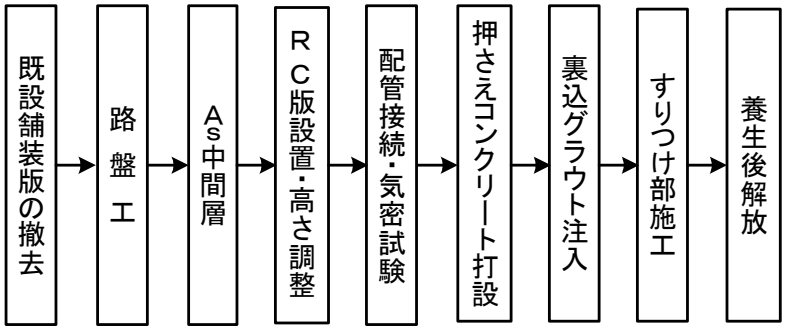
図－３　RC 舗装版据付図（山王RPP-2）



図－４　RC 舗装版構造図（山王RPP-2）

4　施工方法

施工方法を図－５に示す。施工時間や規制方法は地域の環境や要望により協議して、箇所毎に夜間施工や日中施工、通行止めや片側交互通行で作業を行った。



図－５　ＲＣ舗装版据付方法

写真－１　RC 版据付状況（総曲輪）
昼間　通行止め

写真－２　RC 版据付状況（山王町）
昼間　片側交互通行

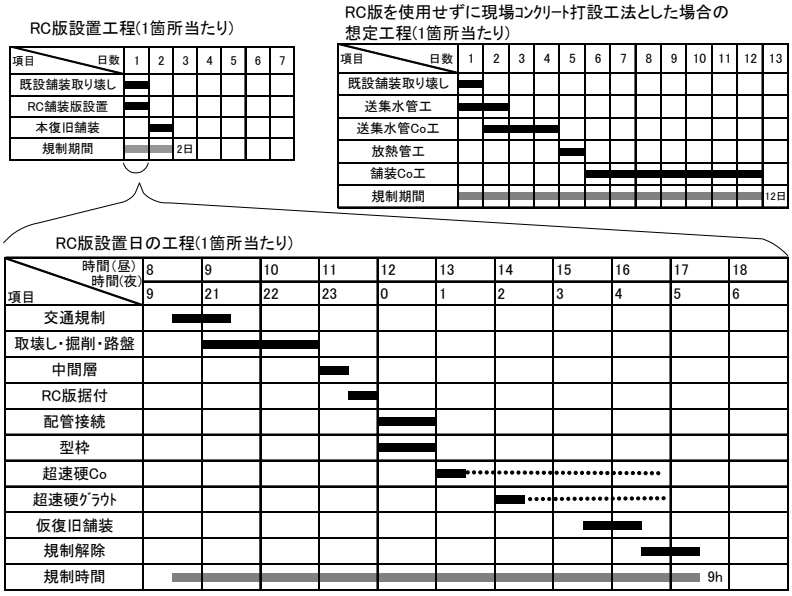
写真－３　着手前（左）・完成（右）（山王町）

5　施工工程について

１箇所当たりのＲＣ舗装版設置施工工程と、ＲＣ舗装版を採用せずに現場コンクリート打設工法とした場合の想定工程を図－６に示す。

これより、ＲＣ舗装版を採用しない場合は規制期間が最短でも１２日間が想定される。また、雨天時に行えないコンクリート作業があるため、規制期間がさらに増える要素もある。

しかし、ＲＣ舗装版を採用することにより規制期間は２日となり、大きく短縮されている。



図－６　施工工程

ＲＣ舗装版の設置の際は、細かい工程を短時間でこなしていく必要があるため、工事関係者同士の細かい事前打ち合わせが必要となったが、作業は順調に実施されて施工に問題は生じなかった。

6　おわりに

今回施工を行った融雪装置組込RC舗装版は工場製作製品であるため、寸法精度が高く、品質も良好である。従って、異形版でありながらも製作形状が現場形状と合致しているため、計画通りの据付が行えた。

また、現場規制期間を短くすることができるため、一般利用者の負担軽減効果も高い。現場近隣の状況により、施工を日中・夜間どちらにするかも選択が可能であり、地域住民の要望に応えられる施工方式を採用できた。これにより、利用者からの苦情も無く施工完了させることができた。

最後に、工事において多大なご指導頂きました北陸地整富山河川事務所をはじめ、関係者お皆様に深く感謝致します。

アスファルトモルタルのたわみを利用した氷板破砕舗装の開発

福田道路㈱　技術研究所　課長代理　○清水　忠昭
技術研究所　技術担当　佐藤　慶彦
技術研究所　課長代理　渡辺　直利

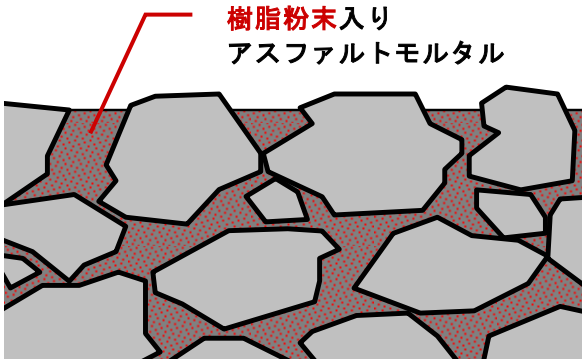
1　はじめに

冬期道路の安全・円滑な交通確保のために、路面に生じた凍結や圧雪の解消は不可欠である。路面ヒータや消雪パイプといった道路融雪をはじめ様々な対策が実施されてきたが、近年は冬期路面管理の連続性、均一性、管理コスト等を考慮し、凍結防止剤散布および機械による除排雪が主要な路面管理手法となっている。しかしながら、道路管理延長の増加に加え、より一層安全な交通確保の要望が高まっているため、これら冬期路面対策にかかわる費用が年々増加している。

道路舗装の分野においては、舗装に路面凍結を抑制し、除雪効率を高める機能を付加させた凍結抑制舗装が開発・導入されている。凍結抑制舗装は作用によって、①物理系（主にゴム粒子等の弾性体を用いて氷板を破壊･はく離させる)、②化学系(塩化カルシウム等の凍結抑制剤を舗装に混入させて、圧雪や凍結を抑制する)、③物理化学系（物理系と化学系の作用を併せ持ったもの）の 3 種類の技術に分類される[1)]。

筆者らは、物理系凍結抑制舗装の新たな弾性材料として､樹脂粉末と特殊な改質アスファルト(以下、特殊アスファルト）からなるアスファルトモルタルを使用することで、凍結抑制作用を従来の技術に比べて進化させた「氷板破砕舗装」を開発した[2)]。

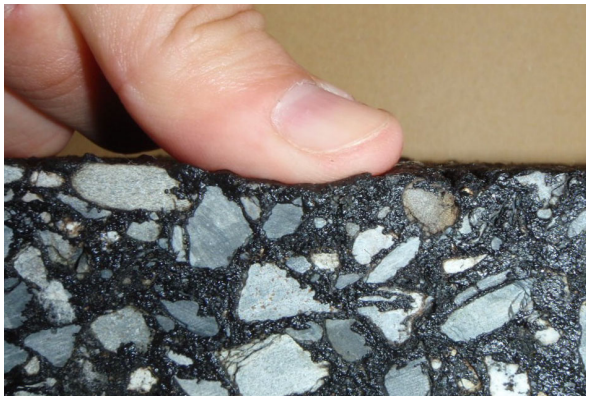
本報告は、氷板破砕舗装の性能および耐久性について、室内およびフィールドで検証を行い、その結果をまとめたものである。



図－1　氷板破砕舗装の概要

2　氷板破砕舗装の概要

氷板破砕舗装は、図－1 に示すように、粗骨材の間隙のアスファルトモルタル（アスファルトと骨材の細粒分から成る部分）に指で凹むほどの高いクッション性を持たせたものである（写真－1)。アスファルト混合物の製造時に柔軟な樹脂粉末等を添加し、低温でも柔軟な特殊アスファルトを使用することで、アスファルトモルタルが－10℃程度でもクッション性を示すものである。

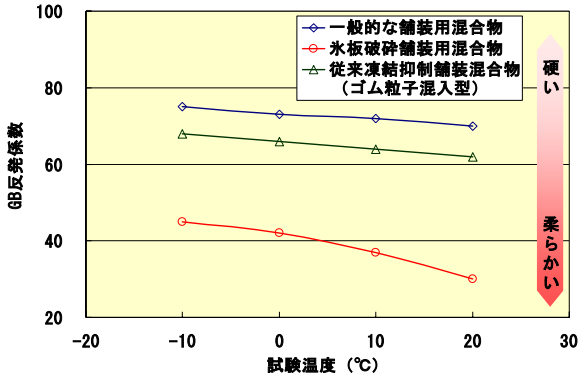


写真－1　氷板破砕舗装のクッション性

3　室内における性能の評価

3．1　GB 試験

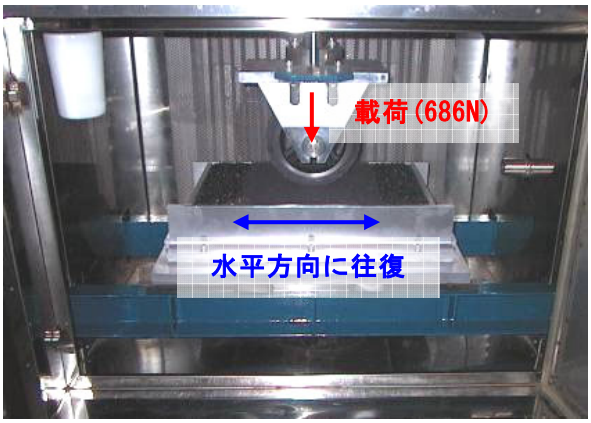
氷板破砕舗装のクッション性を評価するためにGB 試験[3)]を実施した。試験温度と GB 係数の関係を図－2 に示す。試験温度 20～－10℃の範囲で GB 係数は、一般的な舗装が 70～75%程度、代表的な物理系凍結抑制舗装であるゴム粒子混入型凍結抑制（以下、従来型凍結抑制）が 60～70%であるのに対して、氷板破砕舗装の GB 係数は 30～45%程度である。氷板破砕舗装は－10℃においても GB 係数が 50%以下と、低温域でも高いクッション性を有していることが分かる。



図－2　GB 試験結果

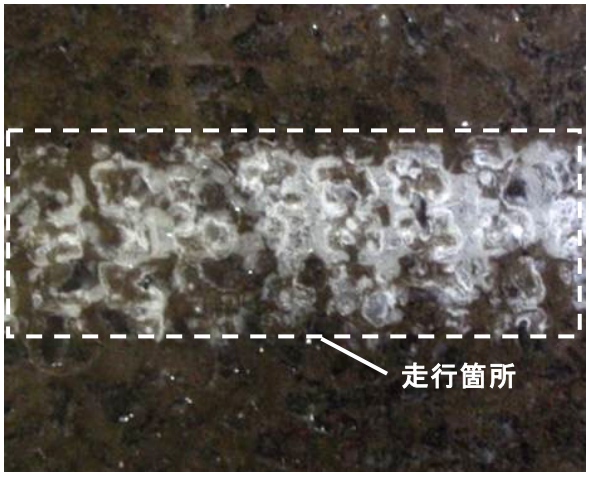
3．2　氷着路面ホイールトラッキング試験

物理系凍結抑制舗装における凍結抑制作用は、通過する車両の荷重により、路面の弾性体がたわむことで圧雪や氷板が割れて路面から剥がれることにある。本検討では、氷板破砕舗装の凍結抑制作用を、氷着路面ホイールトラッキング試験により室内試験でシミュレートした。氷着路面ホイールトラッキング試験は室温－10℃で、舗装の表面に 1mm 厚の氷を張り、ホイールトラッキング試験機を用いて繰り返し走行試験を行うものである（写真－2）。



写真－2　氷着路面ﾎｲｰﾙﾄﾗｯｷﾝｸﾞ試験

写真－3 は－10℃で 5 分間試験を実施した結果であり、試験輪走行箇所の氷板がアスファルトモルタルのたわみに追従できずに破砕されていることが確認できる。



写真－3　氷着路面ﾎｲｰﾙﾄﾗｯｷﾝｸﾞ試験による氷板の破砕状況

3．3　室内における耐久性の検証

氷板破砕舗装は、クッション性と耐久性を確保するために、SMA のような粗骨材の噛み合わせを重視した骨材配合を取り入れている。

表－1 は室内における耐久性試験の結果である。耐流動性、耐摩耗性、ねじり骨材飛散抵抗性のいずれも密粒度アスコン(13)よりも高い値を示しており、N_6 以下の車道への適用に耐えうると判断した。

表－1　氷板破砕舗装の耐久性試験結果

試験項目	氷板破砕舗装	密粒度(13)	参考
動的安定度(回/mm)	2000	800	－
ﾗﾍﾞﾘﾝｸﾞ摩耗量(cm2)	0.36	0.84	0.40※1
ねじり骨材飛散率(%)	0.8 (2hr)	28.8 (0.5hr※2)	2.2※3 (2hr)

※1 密粒度(13FH)の試験値
※2 試験時間0.5hrで供試体が破壊
※3 SMA(13)ﾎﾟﾘﾏｰ改質ｱｽﾌｧﾙﾄⅡ型使用

４　フィールドにおける検証

４．１　試験フィールドの概要

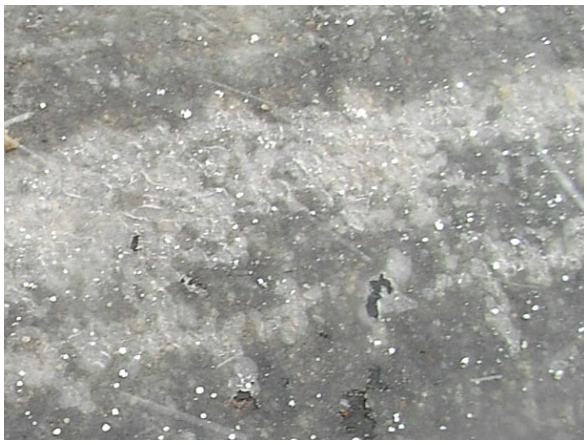
アスファルト合材工場の大型車両が走行する通路に氷板破砕舗装の試験フィールド（L=30m、W=3m、t=40mm）を設置し、凍結抑制作用および耐久性の検証を行った。

４．２　凍結抑制作用の検証

試験フィールドに形成された様々な冬季の路面状況において、凍結抑制作用の検証を行った。

写真－4 は気温－2℃で 10mm 厚の氷板の上に大型車両（約 20t）を往復走行（49kN 換算で約 500 輪）させたときの路面状況であり、氷板の剥がれ、割れが確認できる。この結果は、ブラックアイス対策としての効果を期待させるものである。

写真－5 は気温－2℃で 20mm 厚の圧雪をタイヤショベルによって除雪した時の路面状況である。写真右側の一般的な舗装とは明らかに異なり、氷板破砕舗装は舗装面が露出し、除雪作業の効率化を期待させる結果が得られた。なお厚さ 10mm 程度の圧雪の場合は、写真－6 に示すように、スコップでも取り除くことができた。



写真－4　走行試験後の氷板

写真－5　除雪後の路面状況
（左：氷板破砕舗装、右：一般的な舗装）

写真－6　スコップ除雪状況

４．３　耐久性の検証

冬季のチェーンラベリングに対する耐久性を確認するため、タイヤチェーンを装着した大型車両（約 20t）による、繰り返し急制動を実施した。気温 3℃で約 100 回急制動をかけた路面にはタイヤチェーンの痕が確認されるものの、骨材およびアスモルの飛散等の破損はみられなかった。

現時点（H23.7）で、試験フィールドは供用後 9 ヶ月程度が経過しており、日々、砕石や砂等を積んだ大型車が通行しているが、舗装の変状や路面の破損も見られず、良好な路面状況を維持している。

５　実道における試験施工

新潟市内の実道において氷板破砕舗装の試験施工を実施した。当該路線は大型車両の通行はほとんどない

が、幹線道路から住宅地へ向かう道路であり、積雪時は機械除雪による路面管理が行われている。

氷板破砕舗装の施工状況を写真－7 に示す。施工は一般的な舗装と同様の機械編成、および管理方法で行った。施工直後の路面性状は、すべり抵抗（BPN）が 95、GB 係数が 35%であった。

写真－8 は、夜間積雪後に形成した圧雪路面の変化を隣接した一般的な舗装と比較したものである。大型車通行の多い場合には、圧雪解消がより明確に確認されると考えるが、当該道路のように乗用車のみの場合でも圧雪の解消に差があるように観測された。

写真－7　氷板破砕舗装の施工状況

写真－8　試験舗装の路面状況

6　まとめ

アスファルトモルタルのたわみを利用した氷板破砕舗装の実用化に向けた取り組みにおいて、室内試験ならびにフィールドにおける検証実験結果から得られた知見を以下に示す。

① 室内試験、フィールドにおける検証実験結果ともに耐久性は従来の舗装と同等以上であり、車道への適用に耐えうるといえる。

② 大型車両の走行による氷板の破砕効果、ならびに圧雪に対する機械除雪の効率化が認められた。

③ 実道における試験施工では、一般的な舗装と比較して、圧雪路面の解消に有意性が確認された。

これらの結果から、氷板破砕舗装は凍結路面の早期解消、除雪作業の効率化が期待できる技術であると考えられる。

7　おわりに

アスファルトモルタルのたわみを利用した物理系凍結抑制舗装の凍結抑制作用および耐久性を、室内およびフィールドでの検証により確認することができた。

参考文献

1）凍結抑制舗装技術研究会，凍結抑制舗装ポケットブック，2003

2）清水，渡辺，佐藤：粉末状の弾性体による氷版破壊効果に関する一検討，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集，2010

3）(社)日本道路協会，舗装性能評価法 別冊－必要に応じて定める性能指標の評価法編－，2008

井戸の二重ケーシング専用ストレーナの開発について

株式会社興和　水工部部長代理　　田辺　一弘
課長代理　○小酒　欽弥

1　はじめに

北陸で消雪用に多く使われている井戸について、維持修繕の二重ケーシングに用いる専用ストレーナを開発したため、この開発品の目的と性能について報告する。

1．1　開発の目的

井戸は様々な目的で用いられ、飲用・農業用などの他、北陸では消雪パイプに使われているものが一般的に知られている。消雪井戸は一般に市街地に設置され、掘替場所の確保が難しい場合が多いことから、近年は二重ケーシング（図－1）などによる補修対策の重要性が増している。

しかし、二重ケーシングは挿入した管材によって地下水の流入抵抗が増加するなど、取水能力が低下することが多く、結果的に二重ケーシングから数年で掘替に至るケースも多かった。

この状況を改善し、二重ケーシング実施後も長く使える井戸にすることを目的に、二重ケーシング専用のストレーナを開発することとした。

1．2　開発における課題とポイント

開発にあたっては、二重ケーシングに至る井戸の状況を勘案し、以下の点に留意し検討を行った。

（1）孔明率が大きく、流入抵抗が小さいストレーナを採用する

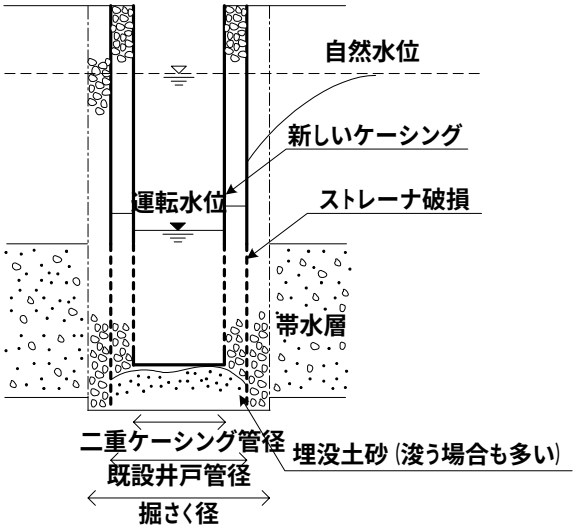
地下水が井戸に流入する場合、流入抵抗（以下、井戸損失）が発生する。二重ケーシングでは、井戸損失が既設井戸と二重ケーシングの両ストレーナで発生するため水位低下が大きくなり、適正揚水量が少なくなる場合が多い。これを回避するため、ストレーナはできるだけ孔明率が大きく、井戸損失が小さいものを採用することとした。

（2）腐食に強い材質を採用する

二重ケーシングを行う井戸は、既設ストレーナが破損して砂が流入している場合が多い。このため、腐食に強い材料を使うことが重要と考えた。

（3）管口径が極端に小さくならない工夫を行う

消雪用では、“井戸径－50mm 以下”の胴径のポンプが一般的である※1。よって、管径が“既設井戸径－50mm 以上”であれば、既設ポンプを転用できると考え工夫を行った。



図－1　二重ケーシング作業の一般構造

（4）全体の材料コストが安価になる工夫を行う

必要な機能だけを満足し、トータルの材料費が安価になるよう材料の工夫を行った。

2　開発した専用ストレーナの概要

2．1　巻線ベースストレーナの採用

ストレーナは、スリット・丸穴・巻線型の大きく３種類に分けられる。このうち、孔明率が最も大きいものは巻線型である。よって、このストレーナを用いることが二重ケーシングでは井戸損失の抑制に望ましいと判断し、後述する実験結果を確認した上で巻線型を採用することとした（表－1）。

表－1　ストレーナの一般的な孔明率※2

ストレーナ種類	スリット	丸穴（メッシュ又は巻線）	巻線型
孔明率※	3～5%、又は 10%※	7～8%	25%

※既存の二重ケーシング専用製品で用いられている孔明率

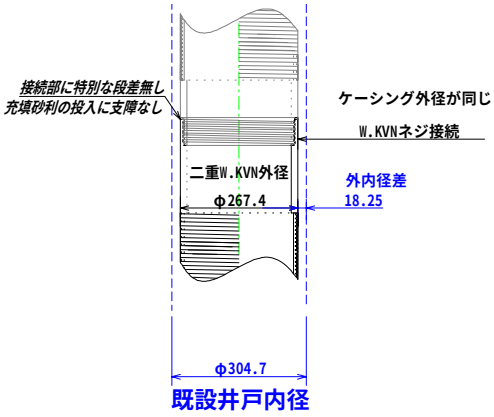
2．2　ステンレス製の採用

巻線型ストレーナは孔明率が高い分、一定の物理的強度を有した上で、腐食などの化学作用にも強い材質が望ましい。以上から、当製品ではステンレス製の巻線ストレーナを採用することとした。

2．3　内ネジ接続の採用

二重ケーシングは既設井戸に内挿する関係上、管の接続方法によって管口径が決まる。一般に、接続方法は溶接・スリーブ接続・ネジ接続の３種類がある。

ステンレス管では溶接が一般的であるが、後述する樹脂管との接続が可能となるようにすること、現場管理を容易にして作業性を向上させること、管外側の充填砂利が円滑に入ること、などのメリットを勘案し、当製品は内ネジ接続を採用することとした（図－2）。

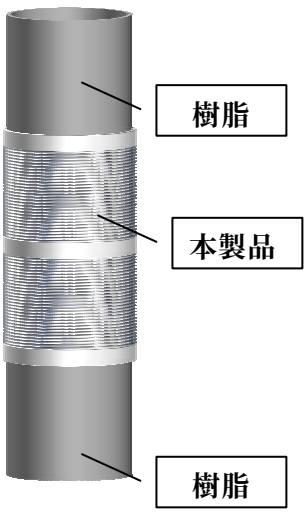


図－2　管の接続例（φ250 の場合）

2．4　ストレーナ以外のケーシング材に樹脂管を採用

前述した内ネジ構造の採用により、ストレーナ以外は他の材質が使用可能となった。そこで、当社では本製品を用いるストレーナ以外のケーシング材に樹脂（VP）を採用した。これにより、例えばφ250×100m（ストレーナ 24m 試算）の井戸において、オールステンレスにした場合と比べて材料費を 50%以上削減（526 万円→242 万円）することが可能となった。

さらに、ケーシング材に樹脂（VP）を採用することで材料費の抑制だけでなく、ケーシング管全体の絶縁抵抗も高まり、ストレーナの電食抑制に高い効果を加えることも可能となった（図－3）。



図－3　樹脂管との組合せ例

3　開発したストレーナの取水性能試験結果

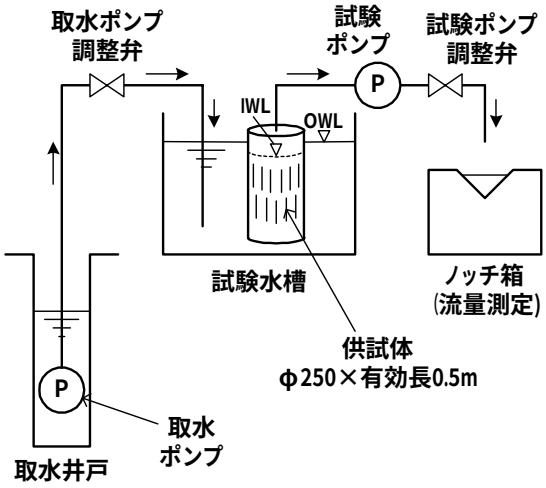
取水性能試験は、原管の孔明率による性能の違いを把握するために開発製品とその他の孔明率のストレーナを比較することで実施した（表－2）。

表－2　取水性能を比較したストレーナの孔明率

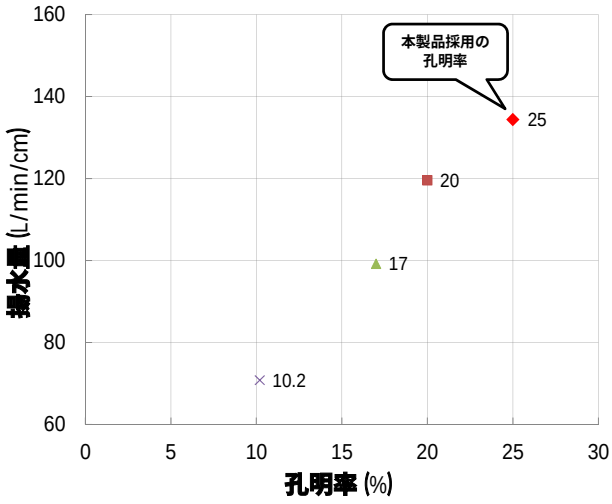
原管口径	ストレーナ有効長	ストレーナ形式	原管孔明率
250φ	500mm	巻線型	25.0%
		巻線丸穴	20.0%
		丸穴メッシュ巻	17.0%
		スリット型	10.2%

試験は各ストレーナの外側に砂利を入れ、図－4 に示す方法にて実施した。データの比較は、管外側の水位が一定量（ここでは 1cm）低下する条件の揚水量とした。

結果、図－5 に示すとおり孔明率 25%の本製品は、その他の孔明率のストレーナに比べて取水性能が最も良いことを確認することができた。



図－4　取水性能試験方法



図－5　取水性能比較結果

4　おわりに

今回開発した製品は、近年重要となっている維持修繕作業における機能維持に寄与する製品と考えている。たとえ新設ではなく修繕だとしてもコストを掛けるものはできるだけ長く使う、より良い状態を維持する、ということはこれからの維持管理時代においては非常に重要な考え方と思われる。

最後に、本製品の開発におきまして製作・試験等でご協力頂きました皆様に感謝を申し上げます。

（参考文献）

※1　路面消・融雪施設等設計要領編集委員会「路面消・融雪施設等設計要領」平成 20 年 5 月

※2　散水消雪施設設計施工・維持管理マニュアル編集委員会「散水消雪施設設計施工・維持管理マニュアル」
平成 20 年 8 月　P.36 よりデータを抜粋・加工

国道17号湯沢地区における冬期登坂不能車対策について

北陸地方整備局　長岡国道事務所　湯沢維持出張所　出張所長　　澤山　雅則
管理係長　　小林　正憲

1　はじめに

昨冬，異常な降雪により鳥取県内の国道9号等で登坂不能車の発生がきっかけとして，長期間にわたり多数の車両が道路上に滞留する状況が発生し，社会的な問題となった．長岡国道事務所湯沢維持出張所（以下「湯沢維持」という．）が管理している国道17号湯沢地区は，日本有数の豪雪地帯であり，縦断勾配・平面線形が厳しい区間があること等から，毎年多数の登坂不能車が発生している．本論文では，平成22年度に湯沢維持が実施した冬期登坂不能車の対策について，以下の2点を報告する．

① 冬期登坂不能車発生の特徴整理

登坂不能車に対する監視の強化や迅速な対応を図るためには，事前に体制を整えておくことが重要である．そのためには，過去の登坂不能車発生の場所や気象条件等の特徴を整理し把握することが重要であるものの，これまで整理した結果がなかったため今回整理を行った．

② 異常な豪雪を踏まえた交通確保に向けた対応

冬期間の交通確保については，これまでも必要な対応を実施してきた．しかし，昨冬の異常な豪雪時の長期渋滞を踏まえ，改めて緊急時における体制の確保等の対策を検討・実施したため，その内容について報告する．

2　湯沢維持管内の特徴

湯沢維持は，国道 17 号の湯沢町（群馬・新潟県境）から新潟県南魚沼市の一部の約 42km を維持管理している（図-1）．管理区間の特徴として，管理延長約 42ｋｍに対し標高差が約 900ｍもあるため，道路縦断勾配 5%以上の総延長が管理延長約 3 割を占め，ヘアピンと呼ばれる急カーブ箇所が 7 箇所ある．このように走行条件が厳しく，日本有数の豪雪地帯である事から、毎年多数の登坂不能車が発生している．湯沢維持管内における平成 16～22 年度の登坂不能車発見件数と累計降雪量(湯沢町三俣地内)の関係を図-2 に示す．年間累計降雪量が多い年ほど登坂不能車の発見件数は多い傾向にある．平成 22 年度は，年間累計降雪量 1,467cm であり 58 件の登坂不能車が確認された．

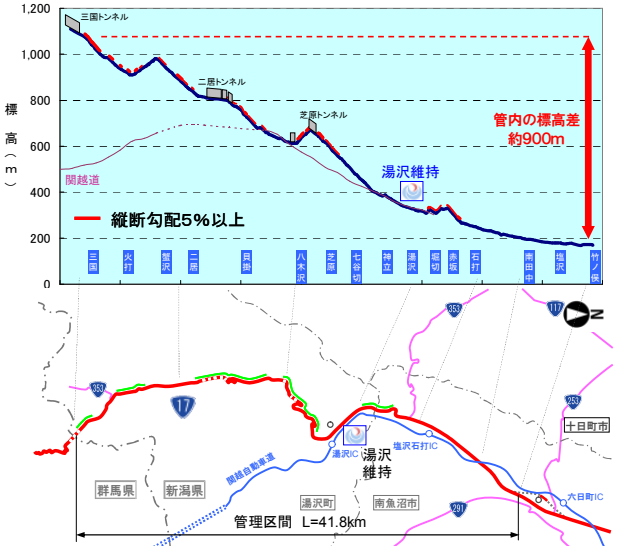


図-1 湯沢維持の管理区間

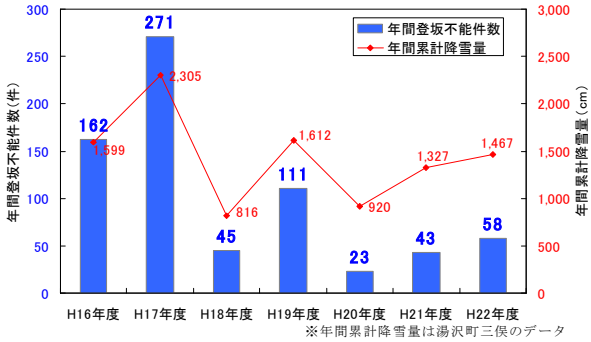


図-2 登坂不能車発見件数と年間累計降雪量

3　冬期登坂不能車発生の特徴整理

登坂不能車両のデータや降雪量のデータは，過去から取得・蓄積していたため，それらのデータを活用し，

登坂不能車両の特徴や日降雪量との関係等を整理した結果を本章では説明する．

３．１　使用データ

今回，登坂不能車の特徴整理に使用したデータは表-1のとおりである．

表-1　使用データ

データ	登坂不能車両データ	日降雪量データ
内容	・ 平成16～22年度にCCTVカメラや除雪業者等により把握したデータ ・ 発見日時，場所，車種，路面状況，タイヤ種別等を記録	・ 平成16～22年度に湯沢維持管内にある3箇所の積雪観測所（二居・三俣・湯沢）で実測した降雪量データ ・ 毎朝AM8時に観測

３．２　登坂不能車両の特徴

登坂不能車両の車種について集計した結果，トラックが47%と最も多く，次いでトレーラー43%，乗用車が10%となっている．また、登坂不能車両のタイヤ種別を集計した結果，スタッドレス装着車が約70%，シングルチェーン装着車は約20%であり冬用タイヤ等を装着していても登坂不能になっている．よって，登坂不能を防ぐためにはダブルチェーンの装着が必要である事が分かる．

３．３　登坂不能発生箇所の特定

「平成 16～22 年度の合計」及び「平成 22 年度のみ」の登坂不能車確認件数について区間別に集計した結果を図-3 に示す．この結果より，貝掛～堀切間の登坂不能車の発生が多く，登坂不能車に対し注意すべき区間であることが特定できた．なお，平成 16～22 年度の合計は，赤坂が 240 件と最も多いが，平成 20 年度に消雪パイプを敷設しており，それ以降に登坂不能車は確認されていない．

	三国	火打	塩沢	貝掛	八木沢	芝原	七谷切	湯沢	堀切	赤坂	合計
H16～22年度	13	4	8	57	110	30	43	57	62	240	624
［平均］	[2]	[1]	[1]	[8]	[16]	[4]	[6]	[8]	[9]	[34]	[89]
H22年度	0	1	4	7	8	0	6	20	12	0	58

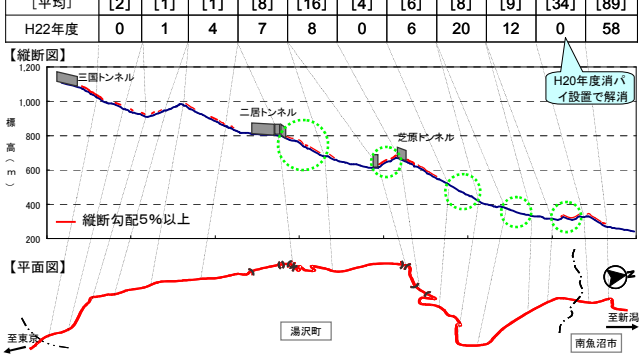


図-3 登坂不能確認件数の区間別集計結果

発生箇所の特徴を見ると，平成16～22年度の合計は，八木沢が赤坂に次いで110件と多く発生している．国道17号を群馬県側から来る場合，八木沢までは縦断勾配6%以上はなく，八木沢は縦断勾配6%以上が約450m続くことから，登坂不能車が多く発生すると考えられる．平成22年度のみの件数をみると湯沢が20件と最も多い．湯沢の縦断勾配は，2～3%程度とそれ程急な上り坂ではないものの，1.9km区間に6箇所の信号交差点が連続しており，一旦停止した車両が登坂不能になっている．

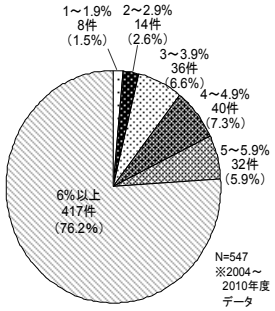


図-4 登坂不能車発生箇所の縦断勾配

登坂不能発生箇所の縦断勾配を集計した結果を図-4に示す．発生箇所の縦断勾配は6%以上が約73%を占めており，6%以上は登坂不能車が発生しやすく注意を要すべき箇所であることが分かる．また，登坂不能車確認時の路面状況を集計した結果，圧雪が約90%，ｼｬｰﾍﾞｯﾄが約10%であり，殆どが圧雪状態であったことから，登坂不能を発生させないためには圧雪処理が重要となる．

３．４　登坂不能発生確率の算出

日降雪量と登坂不能車発生の関係を調べるため，降雪量観測場所から対象区間を図-5の二居，三俣，湯沢の3区間に分け，各対象区間において式1により降雪量毎の登坂不能発生確率を算出した．算出結

果を表-2に示す．

登坂不能発生確率（%）＝対象区間内の登坂不能発生日数÷降雪日数×100（式1）

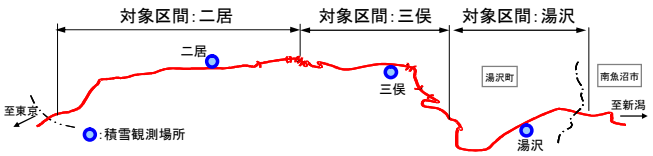


図-5 各観測場所における対象範囲

表-2 登坂不能車発生確率　※平成 16～22 年度の合計

日降雪量（cm）	二居				三俣				湯沢			
	降雪日数（日）		登坂不能発生日数（日）	登坂不能発生確率（%）	降雪日数（日）		登坂不能発生日数（日）	登坂不能発生確率（%）	降雪日数（日）		登坂不能発生日数（日）	登坂不能発生確率（%）
	合計	年平均			合計	年平均			合計	年平均		
1～9	264	38	5	1.9	203	29	19	9.4	168	24	5	3.0
10～19	109	16	4	3.7	97	14	19	19.6	96	14	9	9.4
20～29	76	11	3	3.9	67	10	18	26.9	54	8	10	18.5
30～39	34	5	3	8.8	49	7	21	42.9	40	6	9	22.5
40～49	33	5	3	9.1	34	5	16	47.1	29	4	12	41.4
50～59	12	2	2	16.7	28	4	13	46.4	17	2	8	47.1
60～69	5	1	1	20.0	10	1	2	20.0	7	1	5	71.4
70以上	4	1	1	25.0	8	1	5	62.5	7	1	3	42.9

二居観測所の対象区間では，日降雪量が30cm以上と多くても登坂不能発生確率は10～25%とそれ程高くない．これは，二居区間は県境に位置し，三俣区間等を走行しないと二居まで行けないことから，二居に到達する前に登坂不能になっているためであると考えられる．

三俣観測所の対象区間では日降雪量30cm以上，湯沢観測所の対象区間では日降雪量40cm以上になると，登坂不能発生確率が約40%以上と高くなることが分かった．従って，これらの日降雪量が予測される日は，登坂不能車発生に注意しなければならず，監視や除雪対応の強化が必要である．なお，昨冬の対応として，3.3登坂不能発生箇所の特定結果と併せ，日降雪量30cm以上が予測される場合には，登坂不能多発区間の監視強化や除雪体制の確保に留意し，登坂不能車の発生に注意した．

4　異常な豪雪を踏まえた冬期交通確保の対応

昨冬のような異常な豪雪時は通常の対応では処理できない可能性があるため，対策を検討しておく必要がある．本章では，異常な降雪時に対する平成22年度の湯沢維持の対応について紹介する．

4．1　緊急時における体制の確保

これまでの経験より，通常の降雪時における登坂不能対応であれば，県境～湯沢 IC 間は日交通量約 4,500 台とそれ程多くないため，大渋滞が発生する前に処理することは可能である．しかし，異常な豪雪等により国道 17 号と並走する関越道が通行止めとなった場合には，国道に交通が集中することが考えられ，登坂不能車発生の危険性が高くなるとともに，登坂不能車が発生した場合には，交通量増加に伴い短時間で渋滞し，登坂不能車を排除する対応が困難になる可能性が高い．そこで，関越道通行止め時を重点対応時と位置づけ，以下を実施することにした．

① 登坂不能車を発生させないために、登坂不能多発箇所に除雪機械を速やかに配置

降雪がある又は降雪が予想される場合について，図-6 のように 3.3 で特定した登坂不能多発区間に除雪車を配置し，重点的な除雪を行い圧雪の発生を抑制する事により，登坂不能車の発生を防ぐ．また，万が一、登坂不能車が発生しても迅速にけん引・救出が可能となる．

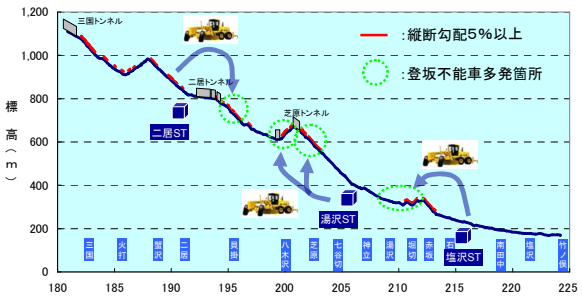


図-6 除雪車配置概要図

② 通行止め情報の迅速な把握

上記①の対応をとるためには１分でも早い情報が必要であるものの，これまではFAXにより情報連絡を受けるなど，かなりのタイムラグが発生していた．よって，通行止め情報の迅速な連絡をNEXCO東日本湯沢管理事務所に要請した．

実際，平成23年1月11日及び16日に関越道で事故による通行止めが発生した際，早期に情報を把握し，登坂不能多発区間の集中的な除雪を行うこと等により登坂不能車の発生を防止した．

４．２　関係機関との連携

湯沢維持は県境に位置し，国道17号は湯沢IC接合地点より群馬県側は迂回路が無い．よって，通行止め等の規制を実施する場合は，隣接管理者である高崎河川国道事務所沼田維持修繕出張所と連携を図り対応しなければならない．昨冬，平成23年3月17日の深夜に県境付近の高崎河川国道事務所管内で大型車2台による交通事故が発生し，国道17号が全面通行止めとなった（図-7）．高崎河川国道事務所からの要請を受け，神立ステーションで事前規制を実施するとともに，管理区間を越えて群馬県内（高崎管内）の除雪作業指示を行う等，連携を図り対応した（現地到着前に開放となり，結果的に除雪作業は無し）．

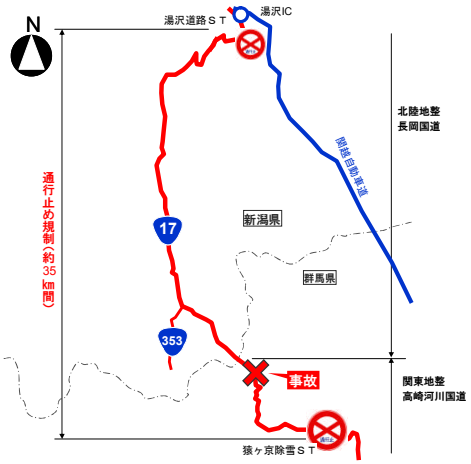


図-7 通行止め規制区間概要図

４．３　迅速な情報の把握

登坂不能車による大渋滞が発生してしまうと，状況が把握できないこと等から，解消にかなりの時間を要すると想定される．立ち往生車両の確認等への迅速な対応に向け，平成23年2月18日付の通達で「道路管理におけるスノーモービルの活用について」が通知された．これにより，異常降雪時の現地状況の確認等にスノーモービルの活用が可能になった．そこで，スノーモービルの運転に熟練していない職員が試乗し，運転技術の困難さの確認や技術の習得を行った（写真-1）．試乗した職員の感想として，「運転操作は難しくない」，「車両幅は1m＋αなので，2m程度のスペースがあれば路肩や車両の隙間を縫って走行できそう」といった意見があり，実動時には効果が期待される．

写真-1　訓練状況

５　今後の課題

① 時間降雪量と登坂不能車の関係分析し，体制確保に向けた活用を検討する．

② 湯沢維持ではスノーモービルを所有していないため，スキー場等におけるスノーモービル所有状況や利用可能性を確認する必要がある．

③ 平成17年度以降，湯沢維持ではチェーン規制を実施した実績はない．実施時に迅速な対応を行うためにも関係機関と合同の訓練を実施する必要がある．

６　おわりに

今後も利用者への啓蒙活動と除雪体制の確保を合わせて行い「国道17号は絶対に止めない」を合い言葉に，冬の国道17号を管理していく．

第2会場

第Ⅱグループ

大規模地震動に対応したコンテナクレーン用新型免震装置の研究開発

北陸地方整備局　港湾空港部　海洋環境・技術課　課長補佐　　丸山　雄司
港湾空港部　　〃　　船舶・施設係長　○柿崎　慶治

１．はじめに

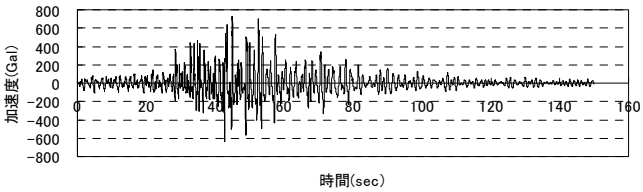
近年，大規模地震災害時における港湾の物流事業継続性の観点から，災害に強い港湾施設の整備が求められている．本研究開発では，現在の技術レベルでは対応が困難な長周期・長継続地震動に耐えうる新たな免震装置の開発を進めるため，新潟東港の耐震強化岸壁上で稼働中の非耐震コンテナクレーン（図－１）を対象に，実機加振実験，数値解析，模型実験及びＦＥＭ解析などを行い，摩擦を利用する新型免震装置の性能評価を実施した．

図－１　新潟東港既存コンテナクレーン

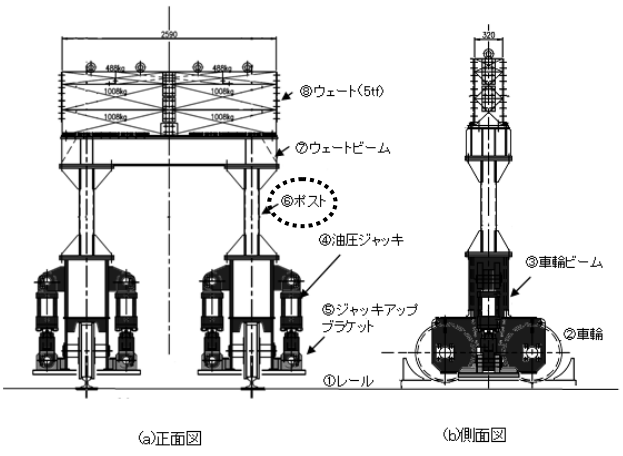
２．“摩擦”を取り入れた免震装置の構想及びその適用性に関する実験的検討

２．１“摩擦免震”導入のヒント

既存タイプの免震装置は岸壁の走行用レールからコンテナクレーンに伝達された地震動を免震ゴムなどにより吸収し，コンテナクレーンの固有周期を長周期化させることで加速度を低減させる．ただし，近年の設計地震動は図－２に示すとおり，加速度が大きくかつ周期も長いものが用いられるため，免震装置の許容変形性能を超え大きく変形するなど，既存免震技術では対応出来ない可能性があることが分かってきた．このことから，ひとまず変位の制限を極力受けない免震機構を考案する必要があった．



図－２　新潟東港岸壁天端における加速度時刻歴



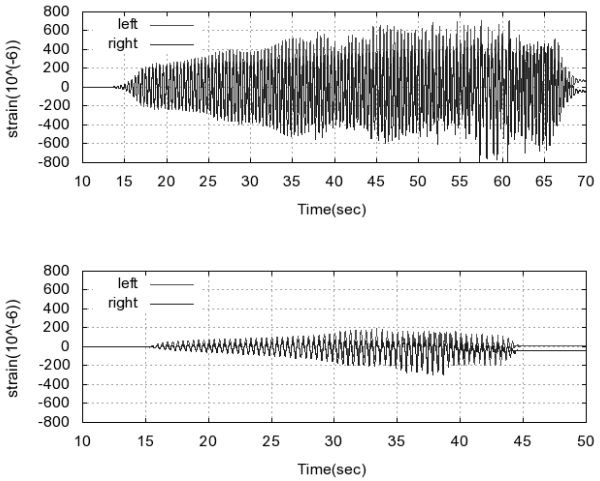
図－３　摩擦免震の効果検証実証実験模型

開発のヒントとなった事例として，過去の港湾地震被害調査において，「4 段積みのコンテナが倒壊せずにエプロン上を滑動した形跡がある」との，現象の報告事例が挙げられる．つまり，地表面とクレーンの拘束力を解放し，意図的に滑動させることで，クレーンに伝わる地震動を軽減させる方法（＝“摩擦免震”の導入）である．因みにこの発想は，日本古来の建築物に採用されている“束石の上に柱がそのまま乗っかっている”構造（いわゆる伝統構法）としても実例がある．実際に，このような構造を持つ家屋は地震に対して倒壊しにくいとする実験結果もあり，摩擦免震は日本の伝統技術に既に取り込まれていると言っても過言ではない．

２．２摩擦免震の適用可能性に関する実験的検討

そこで“摩擦免震”が機能する可能性について検討を行うため，図－３のような比較的大規模な模型を用いた振動台実験を行うことにより，摩擦免震の効果について，定性的に把握することを試みた．

実験では，振動台に 2.4Hz の正弦波を徐々に加震，振幅を増加させる形で入力し，免震装置を作動させた場合と作動させない場合のポスト部における曲げ歪みの時刻歴（図－４）を比較した．摩擦免震を導入することにより，脚部に発生する歪みが低減していることがわかる．ただし，この結果のみでは，実際のコンテナクレーンのような構造に対する適用性について検証したことにはならないため、実機コンテナクレーンを想定した場合の摩擦免震の適用性に関する検証が必要である。



図－４　摩擦免震の有無による曲げ歪みの比較

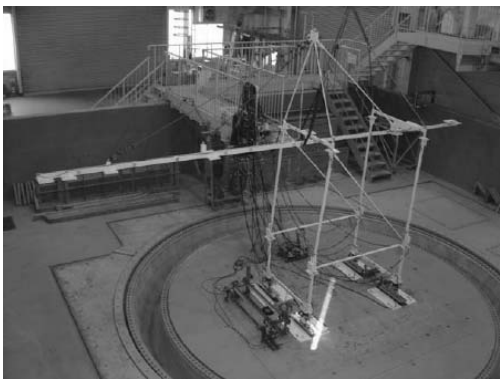
（上段：免震非作動，下段：免震作動）

３．コンテナクレーン模型を利用した振動台実験による摩擦免震の導入効果検証

３．１　実験方法

提案した摩擦免震のコンテナクレーンに対する適用性を検討するため，実機 1/15 スケールモデルを作成し，振動台実験によりその効果を検証した．図－５は振動台上に設置した模型の状態である．

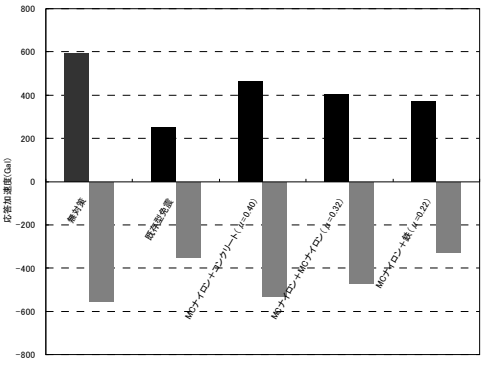
実験では免震装置をクレーン模型の４脚全てに設置し，装置部分を既存免震装置と，摩擦材ならびに地表面の状態を変え，摩擦係数を変化させた摩擦免震装置各種を加震することで，振動中のクレーン挙動の違いについて検証した．



図－５　クレーン模型の振動台設置状況

３．２　実験結果

今回の実験で用いた摩擦免震装置は，免震部で発生する摩擦力にその効果が大きく左右されることが想像される．図－６は摩擦免震部における材料を変化させた場合の重心位置加速度の最大値・最小値を比較したものである．また，参考データとして既存免震の結果を比較のため同図中に示した．

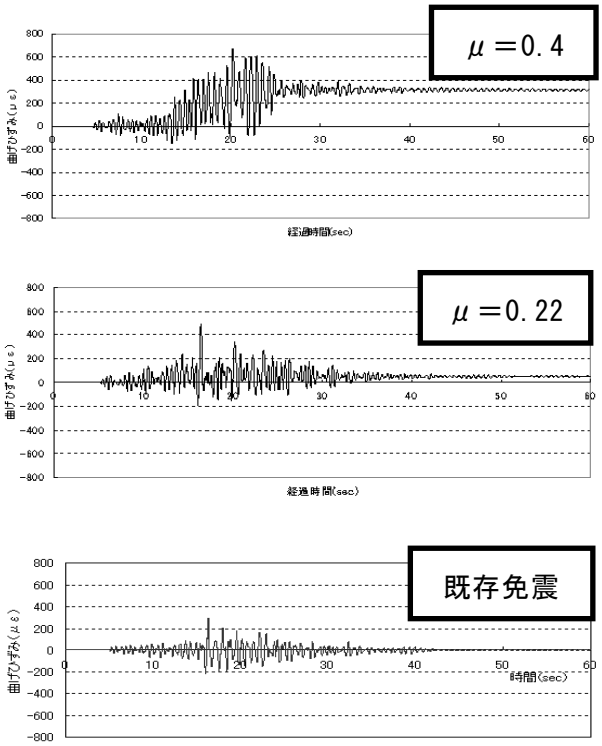


図－６　重心位置応答加速度最大・最小

図のように重心位置加速度は、摩擦型免震を取り入れることにより応答値が低減されることが分かるが，低減の程度は摩擦材の動摩擦係数に大きく依存する．摩擦係数が 0.40 程度の場合は，応答加速度は無対策の場合とさほどかわりがない加速度が発生する一方，MC ナイロンと鉄を用いた実験（μ=0.22）の場合は応答値が無対策に比べて半分～2/3 程度に低減される．更に動摩擦係数が小さい材料では，さらに低減効果が期待できるものと考えられる．

既存型免震では，加速度の低減効果は優れているが，免震装置の変位が最大 27mm 程度確認され，実機ベースに換算すると 27×15≒400mm 程度の変位となり，一般的な変形許容値 300mm 程度を超えることから，免震装置の破損が懸念される．

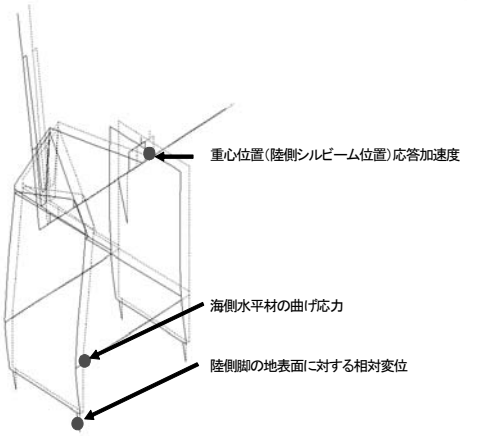
更に，図－７に応力が一番厳しい状態になると思われる海側脚部曲げひずみを実験ケースごとに比較した．図の時刻歴に示すように平均的なひずみの発生量は，摩擦型免震装置の摩擦係数が小さいほど顕著に小さくなる傾向を示している．摩擦係数が 0.2 程度の場合，既存免震との比較でも，ひずみの振幅は同程度に収まっている．摩擦免震を導入することで発生変位の問題（許容変位値の制約）が解決でき，また部材応力（ひずみ）の面でも既存免震と同程度の低減効果が得られる結果となった。



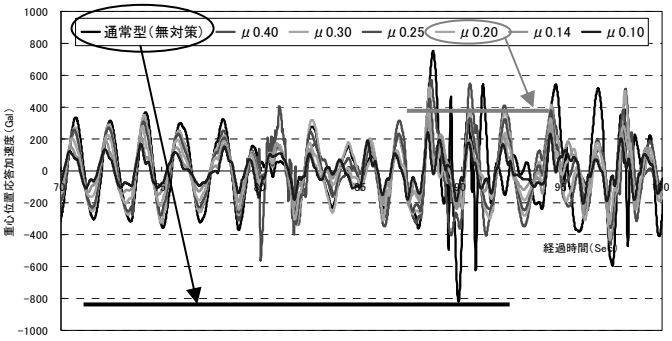
図－７　海側脚部材に発生する曲げひずみ時刻歴

４．三次元ＦＥＭモデルによる振動解析

上記実験結果より，走行装置に摩擦免震対策を採用することで，コンテナクレーンの地震時応答加速度を低減できる可能性があることが判明した．次のステップとして，実際のコンテナクレーンに摩擦免震を設置したと仮定した際の挙動を把握するため，新潟東港コンテナクレーン５号機を対象に，想定地震動をコンテナクレーンに作用させた場合におけるクレーンの地震応答解析を実施し，重心位置加速度・脚部変位・水平材応力（地震時に応力が一番発生すると想定される箇所）に関する考察を行った．コンテナクレーン設計図に従い，主要部材（梁要素）を 3 次元 FEM モデルにより骨組みモデル化した．なお，地震応答解析は，解析プログラム”NASTRAN”を用いて実行した．解析モデル図および応答の注目個所を図－８に示す．



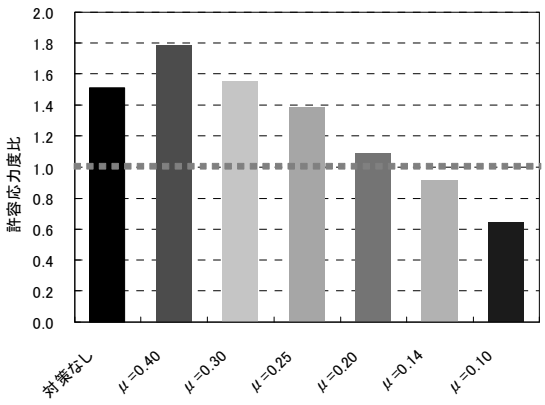
図－８　クレーンモデル図および出力点



図－９　重心位置における応答加速度時刻歴

なお，以下にクレーン横行方向にのみ地震動を入力した際の結果を示し，応答が大きくなる傾向にあったクレーン休止時の解析結果を中心に紹介する．図－９は摩擦免震部分の摩擦係数を変化させた場合の重心位置加速度応答時刻歴の一部を示したものである．図のように，無対策の場合は 800Gal 程度の応答加速度が発生する一方で，摩擦免震を導入し，かつ摩擦係数が小さな値の場合には，

重心位置の加速度応答値は低下しており，上記した実験結果と一致する結果となった．図－10 は地震動により発生する応力が一番厳しいと想定される，コンテナクレーン水平材の海側格点部の曲げ応力の最大値・最小値を摩擦係数毎に比較したものである．なお，グラフ縦軸の値はクレーン設計図に記載の構造断面データから参照した許容応力度の値を 1 とした場合の比を表したものであり，値が大きいほど発生応力が大きいことを示す．図に示すように，摩擦係数を変化させることによって，発生する応力状態も大きく変化することがわかる．無対策の場合，許容応力度は 1.0 を超過しており，応力的に厳しいことがわかるが，摩擦免震を導入する場合においても，摩擦面の摩擦係数が高い場合は十分な効果を発揮しないケースがあることが分かり，摩擦免震部の材質を選択する際には低摩擦の材質を選択し，摩擦係数を概ね 0.2 以下に抑える必要があることが示唆される．



図－10　海側水平材の許容応力度比の比較

５．検討結果および今後の課題

上記の各種検討において，摩擦免震をコンテナクレーンに導入した際の効果について検証し，応答加速度などの低減効果があることが確認された．

ただし，大規模地震時の想定地震動に対応したコンテナクレーンの摩擦免震を実機レベルで導入する場合に工夫すべき課題として，以下の点が挙げられる．

５．１　摩擦面と地表面の動摩擦係数の低減

上記実験・解析結果から判断すると，摩擦係数の値については，概ね 0.2 という数値が本検討における一つの目安として考えられる．現場条件にもよるが鉄とコンクリート間の動摩擦係数は 0.4 程度であることから，摩擦係数を低減させるためには免震部反力板の材質及び構造検討と，潤滑剤の採用など工夫が必要である．

５．２　実機コンテナクレーンでの実証実験による挙動把握

摩擦免震の導入効果が定性的には理解出来たものの，新しいコンセプトを持った免震装置であるため，実際の挙動は未解明なところが多い．このため，導入した場合の挙動について実機により有効性を検証する必要がある。

６．まとめ

本研究により，大規模地震時の想定地震動に対応可能と考えられ，且つ既設のコンテナクレーンに増設が可能な免震装置実験機の適用性が確認された．

今後は，本実験成果をもとに平成２３年度から新潟東港コンテナクレーン 5 号機に，今回開発した摩擦免震装置を設置の上で，コンテナクレーン上での地震時挙動観測等の実証実験を実施し，当該新型免震機能の適用性，性能評価について，さらに解析・評価を進める予定である．

既設盛土耐震補強法（クロスアンカー工法）の開発

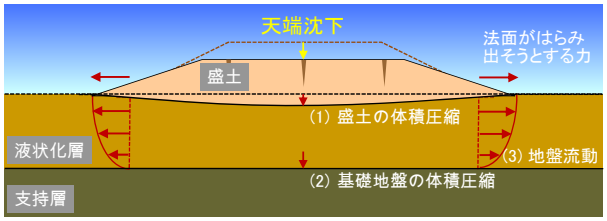
大成建設（株）技術センター　土木技術研究所　藤原　斉郁

1　はじめに

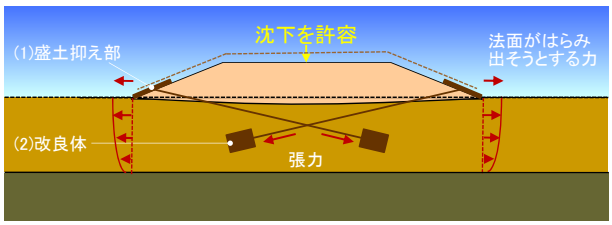
近年，道路や鉄道など盛土構造物に対する耐震設計についても，地震による損傷の程度や変形量をを定める性能規定化が進められており，沈下や側方変位量などの変形量予測手法の必要性が高まっている。このうち，液状化対策に関しては，地震による過剰間隙水圧の発生を抑制する従来の方法に対し，ある程度の水圧上昇や変形を許容しつつも所定の機能維持を図る方法が有用であると考えられる。すなわち，道路や鉄道などの線状構造物を考えた場合，完全に液状化を防ぐ方法よりも個々の対策箇所毎の対策費用を抑えることができ，その分ネットワーク全体としての機能維持を図ることが可能になる。本論では，液状化の懸念される軟弱地盤上の既設盛土の耐震補強法として，液状化による変形を許容しながらも盛土体としての最低限の機能維持を図る方法について，遠心模型実験により検証した結果について述べる。また，施工面において，液状化の懸念される緩い砂地盤内での改良体の造成確認を目的とした現場施工試験の結果についても述べる。

2　工法の概要

本補強法は，液状化地盤上の盛土構造物に対し，ある程度の基礎地盤の変形や盛土体の沈下は許容しつつも，盛土体としての機能確保を目標としている[1)~4)]。図－１に地盤の液状化により想定される盛土と基礎地盤の変形状況を示す。この場合，盛土天端の沈下は，(1)盛土の体積圧縮，(2)基礎地盤の体積圧縮，および(3)液状化層の側方への地盤流動による沈下，が要因となって生じる。また，盛土はストレッチングや法面のはらみ出しにより天端部に亀裂が生じるなど，その機能を著しく損なうことになる。図－２に本補強法の概要を示す。本工法は，(1)盛土法尻部に法面抑え部，および(2)液状化地盤内に配した改良体により構成され，これらをクロス状に結ぶ形を基本としている。この場合，液状化に伴う側方への地盤流動に対し，改良体の支圧部が抵抗となり張力が発生し，この張力を反力として盛土法面のはらみ出しを積極的に抑えることになる。これにより，盛土体は多少の沈下は許容しつつもその形状を保持するため，結果として盛土体としての機能が確保される。なお，改良体の造成は既存の拡径型のグランドアンカー工法[5)]を応用し，法面の抑えとしてはコンクリートや法枠など既存の工法の流用を想定した。



図－１　液状化による想定される地盤変状



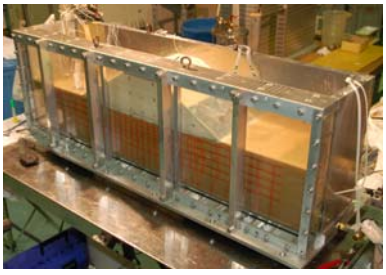
図－２　耐震補強法の概要

３　遠心模型実験

３．１　実験の概要

本補強法は，液状化による地盤変位を逆手に利用した斬新な発想に基づくため，補強効果の確認を目的として遠心模型実験を実施した。図－３に実験装置および実験土槽の外観，表－１に実験ケース，図－４に遠心模型実験モデルの一例を示す。実験は実換算で厚さ 4.2m 相当の相対密度 60%の豊砂地盤上に，豊浦砂とカオリン粘土を乾燥重量比 5:1 で混合した材料により，同一法面勾配で高さ 2.4～3.6m(実換算)の盛土体を配したモデルを基本とした。なお，基礎地盤は地表面まで 30cSt(×10^{-6}m²/s)のシリコンオイルで飽和させ，遠心加速度は 30g，入力波はいずれのケースも正弦波 40 波，最大加速度 350gal(×10^{-2}m/s²) (実換算)とした。また，Case-1 の無補強ケースに対し，補強ケースについては法面の抑え部には厚さ 10cm 程度のコンクリート板に相当する剛性のアルミ板を盛土法尻部表面に設置した。改良体は直径 1200mm×長さ 1200mm(実換算)で周辺地盤と同等の密度に調整した剛体とし，中間部に曲げを伝達しない形で張力計を取り付けたロッドにより両者を結んだ。本実験では盛土高さ，改良体の位置(盛土直下，盛土直下外，盛土天端直下)，改良体のピッチ(奥行 4.5m 相当の土槽内に改良体 1 体もしくは 2 体配置)，基礎地盤の相対密度(40%~60%)をパラメータとした。

(a) 実験装置外観

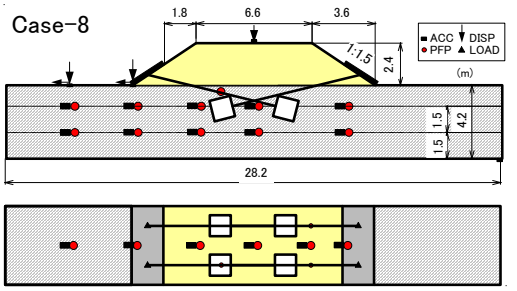


(b) 実験土槽外観

図－３　遠心模型実験

表－１　実験ケース

Case No.	盛土高さ (m)	改良体位置	改良体ピッチ (m)	相対密度 (%)	盛土沈下 (mm)	備考
1	3.6	—	—	60	640	無補強
2		斜面直下	2.25		184	
3				40	193	
4			4.5	60	385	
5	2.4	—	—		350	無補強
6		斜面直下	2.25		229	
7			4.5		162	
8		天端直下	2.25		240	法面抑え高1/2
9					270	法面抑え高1/4
10	3.6				325	法面抑え高1/4

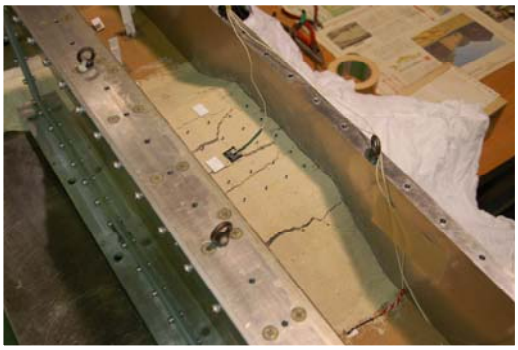


図－４　実験モデル

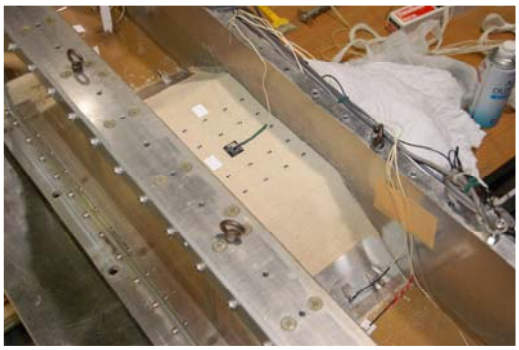
３．２　実験結果

図－５に結果の一例として Case-5 および 6 (盛土高 H=2.4m)における加振後の盛土の状況を示す。無補強ケースについては，いずれも基礎地盤の液状化により盛土天端付近に亀裂が生じるなど致命的な破壊に至った。一方，補強ケースについてはケース毎に基礎地盤や盛土体の水平変位や沈下量が異なるものの，いずれも盛土体天端に亀裂が発生するなどの致命的は破壊にまでは至らず，補強の有無による明確な挙動の違いが見られた。図－６に加振後の残留変位分布を示す。なお，残留変位分布は，モデル側面に配した色砂をトレースすることにより求めた。無補強ケースについては，いずれも基礎地盤の側方への変位とともに盛土体のストレッチングや沈下が見られ，天端部を含め盛土体にクラックが発生していた。一方，補強ケースについては，いずれも改良体付近の基礎地盤の側方変位が抑制され，盛土体についても側方へのストレッチングや沈下が抑制され，結果として天端付近のクラックなど盛土体として致命的な破壊は生じなかった。なお，実験によるアンカー張力については，地盤水平変位が大きいほど

張力は小さくなる傾向であり，改良体による地盤水平変位の抑制量と張力の関連が明らかとなった。

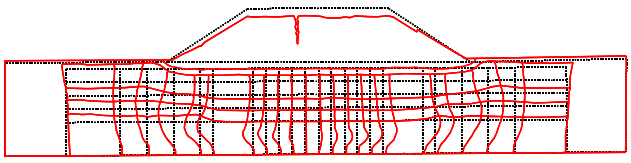


Case-5 (盛土高 H=2.4m，無補強)

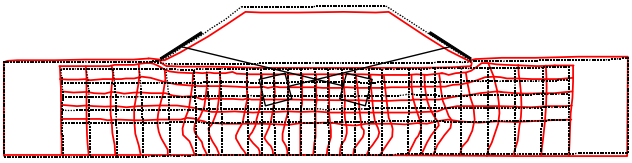


Case-6 (盛土高 H=2.4m，改良体位置：天端直下)

図－５　加振後の盛土の状況



Case-5 (盛土高 H=2.4m，無補強)



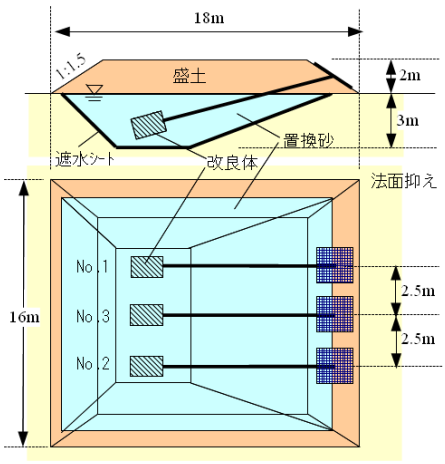
Case-6 (盛土高 H=2.4m，改良体位置：天端直下)

図－６　加振後の残留変位分布

４　現場施工性試験

本補強法の施工に当たっては，液状化の懸念される緩い砂地盤内での改良体の造成方法の確立が課題として挙げられた。そこで，実機を用いた施工試験による確認を行った。試験は，図－７に示すように地山を最大約 3m 掘削した箇所に遮水シートを布設し，砂で埋め戻した後に地下水面が地表面となるように飽和させ，さらに高さ 2m の盛土を造成し，盛土法面部から延長約 10m の削孔および改良体の造成を行った。埋め戻しには最大粒径 2mm で細粒分含有率がほぼゼロの山砂を用い，埋め戻し・飽和後の試験により N 値が 1～2 程度であることを確認し，この埋め戻し地盤内にて改良体の造成を行った。なお，グランドアンカーによる改良体造成は基礎地盤を掘削後にセメントミルクによる置換を行う方法が一般的であるが（いわゆる「置換型」の造成法），セメントが固化するまでの間は粘性を持つ掘削液などにより一時的に掘削孔壁を安定させる必要があり，緩い地盤の場合この安定性が懸念された。一方，削孔当初よりセメントミルクを注入・撹拌しソイルセメントを造成する「撹拌型」の造成方法では，孔壁安定の問題はないものの注入セメント量が限られセメント混じりの排土が多く発生するなど，強度発現や品質管理面での問題が想定された。そこで，本試験では基礎地盤の掘削により所定量の排土を行った後にセメントミルクを注入する「置換・撹拌併用型」の施工を試行した。改良体形状はφ1200mm×長さ 1500mm の円筒形状とし，W/C＝0.6 のセメントミルクによりセメント添加量 400kg/m^3 相当で２ケース，600kg/m^3 相当で１ケース実施した。図－８に拡径ビット，図－９に施工時の状況を示すが，全てのケースで削孔・造成時において拡径ビットの回転トルクが過大となるなどの障害も全く見られず良好であった。また，図－10 に事後調査により改良体を掘り出した状況

を示すが，いずれも所定形状であったことから，緩い砂地盤においても改良体の造成が可能であることが確認された。なお，削孔時および改良体造成時において測量を行った結果，改良体直上の盛土天端部で最大約 3mm 程度の沈下が見られた。この結果については，土被り厚が非常に薄い（置換砂 1m＋盛土 2m）点，盛土部は試験用のため実施工のように十分に締固められていない点などを考慮すると，周辺地盤への影響はほとんどないと考えられる。また，施工完了 1 週間後に実施した多サイクル引抜き試験では，いずれも使用したテンドンの降伏荷重の 90%に相当する 280ｋN での荷重保持により改良体の健全性が確認された。



図－７　施工試験の概要図

図－８　拡径ビット

図－９　施工時の状況

図－10　施工後の改良体の状況

５．おわりに

液状化の懸念される軟弱地盤上の既設盛土耐震補強法として，液状化による地盤変位を逆手に利用した斬新な発想に基づく工法について，遠心模型実験および現場施工試験により実証した。また，有効応力解析などによる補強効果の評価も実施しており [6)7)]，これらの成果を基に順次実施工への適用を実施していく予定である。

＜参考文献＞

1)藤原，森川，堀越：液状化地盤上の盛土耐震補強技術上の開発，大成建設技術センター報，Vol.41，p46，2008. 2)藤原，森川，堀越，立石：液状化地盤上の盛土耐震補強法の効果に関する研究，第 44 回地盤工学研究発表会，pp.1629-1630，2009. 3)藤原，立石，青木：液状化地盤上の既設盛土耐震補強効果に関する遠心模型実験－改良体の配置及び盛土寸法と補強効果について－，土木学会第 65 回年次学術講演会，pp.719-720，2010. 4)Misumi, M., Fujiwara, T., Tateishi, A. and Aoki, T.: Centrifuge testing of reinforcement method for embankments on liquefieable ground, 4th Japan-Korea Geotechnical Engineering Workshop Geotechnics for Human Security, 2011. 5)岡崎 賢治，三上 登，菅 浩一，外崎 亘，澤松 俊寿：実物大モデルを用いた拡径型アンカーの引き抜き試験，第 44 回地盤工学研究発表会，pp.1095-1096，2009. 6)立石，藤原，青木：液状化地盤上の既設盛土耐震補強法に関する遠心模型実験のシミュレーション，第 45 回地盤工学研究発表会，pp.1589-1590，2010. 7)立石，藤原，青木：液状化地盤上の既設盛土耐震補強法に関する遠心模型実験のシミュレーション（その２），土木学会第 65 回年次学術講演会，pp.721-722，2010.

アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法の開発

株式会社 NIPPO　技術研究所　研究第一グループ　主任研究員　　石垣　勉
技術研究所　研究第一グループ　課長　　尾本 志展
北信越支店　技術グループ　課長　○　村上　浩
中央大学研究開発機構　機構教授　　太田 秀樹

1　はじめに

東日本大震災以降、大規模地震災害に強い国土構造への再構築の観点から、災害に強い交通インフラの構築が求められている。これまでの大規模地震に対する舗装の技術的対応としては、地震発生後の応急復旧があげられる。新潟県中越地震や東日本大震災などにおける舗装の応急復旧による緊急輸送路線の早期確保は、わが国の舗装の震災後対策のレベルの高さを国内外に広く知らしめした。筆者らは、災害に対してより強い交通インフラを構築するためには、大規模地震に対する新たな舗装の技術的対応として、舗装の震災前対策の実施も重要であると考えている。そのために新たに開発したアスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法について、開発技術の内容を報告する。

2　アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法の開発

2．1　過去の震災時における主な被害

本開発の背景は、主に北陸地方で発生した大規模地震災害の経験にもとづいている。昭和 39 年 6 月に発生した新潟地震（M7.5）では、交通インフラに大きな被害を受けるとともに、その原因の一つである液状化現象の存在が広く周知されることになった。

平成 16 年 10 月の新潟県中越地震（M6.8）では、直下型地震による地盤災害に伴う道路網の分断の問題が顕在化するとともに、充実した道路ネットワークが、迂回路として緊急輸送路線の機能確保に寄与することが知られた。

平成 19 年 3 月の能登半島地震（M6.9）では想定されていなかった地域での大規模地震の発生を経験し、道路盛土の崩壊などの地盤災害による交通インフラの被害が発生した。

平成 19 年 7 月の新潟県中越沖地震（M6.8）では路面の不同沈下（陥没）による交通インフラの被害が多く見られ、道路の車両走行機能の確保が、人命救助や火災等の二次災害のリスク低減において重要であることが認識された。

2．2　開発の目的

筆者らは、これらの北陸地方で発生した大規模地震の教訓より、舗装の震災前対策技術を施し、地震発生直後でも何らかの手段で道路走行機能を確保することが重要と考えた。新潟県中越地震における道路施設の被害[1)]のうち、道路の走行機能を阻害する路面段差の発生は１）盛土部、２）横断構造物近傍部、３）橋台背面盛土部の箇所に集中した。

また、これらの箇所で発生した段差量と震度レベルの関係は、震度 5 強レベルで最大 10cm の段差に対して、大規模地震に分類される震度 6 強レベルでは、段差発生箇所とその段差量が飛躍的に増加し、最大 60cm 程度の段差量が発生した。

そこで、人命救助や物資運搬など急務な初動を迅速に行うための舗装の震災前対策として、大規模地震により発生する最大 60cm 程度の不同沈下に対して、地震直後でも緊急輸送車両の走行性の確保を目的とするアスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法（以下、本工法）を開発した。

２．３　地震対策型段差抑制工法

２．３．１　本工法の構造

本工法の構造を**図－１**に示す。本構造は、１）粒状材、２）面状補強材および３）拘束部材を使用材料とする複合剛性層を路床の上部に適用することで、アスファルト舗装を直接的に支持するものである。

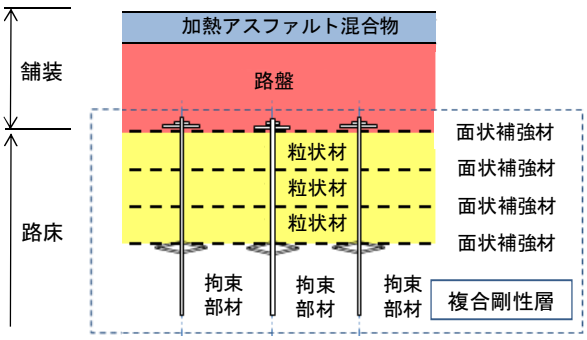
本工法の補強メカニズムは、拘束部材を用いて複合剛性層の鉛直方向に拘束力を導入することで、１)面状補強材と粒状材間の摩擦抵抗力の向上と、２）拘束部材による拘束効果の向上を図ることにより、密実に締め固めた粒状材のせん断抵抗性をさらに発揮させ、粒状層内に生じるせん断変形を抑制することによるものと考えている。

本工法を**２．２**に示した段差発生が集中する箇所に効果的に適用することにより、段差の発生を抑制し、地震直後より緊急車両・輸送車両の車両走行性を確保することを可能とするものである。**写真－１**に本工法の施工例を示す。

２．３．２　本工法の使用材料

本工法の使用材料である面状補強材を**写真－２**、拘束部材を**図－２**に示す。面状補強材は本工法用の専用開発品で、車線幅員に対応した製品幅であり、高強度（200kN/m）・低ひずみ（破断ひずみ 4.5%）型となっている。拘束部材は地山補強用アンカーを本工法用に改良した鋼製の後施工型アンカーであり、先端部を拡大させることで、反力を得ることが特徴である。

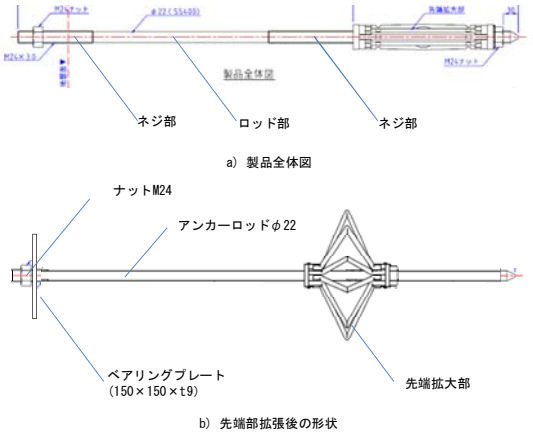
なお、部材の腐食耐久性は鋼材の腐食しろを確保した上で、さらに亜鉛メッキで鋼材表面を保護



図－１　本工法の構造

写真－１　本工法の施工例

写真－２　面状補強材



図－２　拘束部材

することで 30 年以上の耐久性を確保した。また粒状材は粒度調整砕石を標準とした。

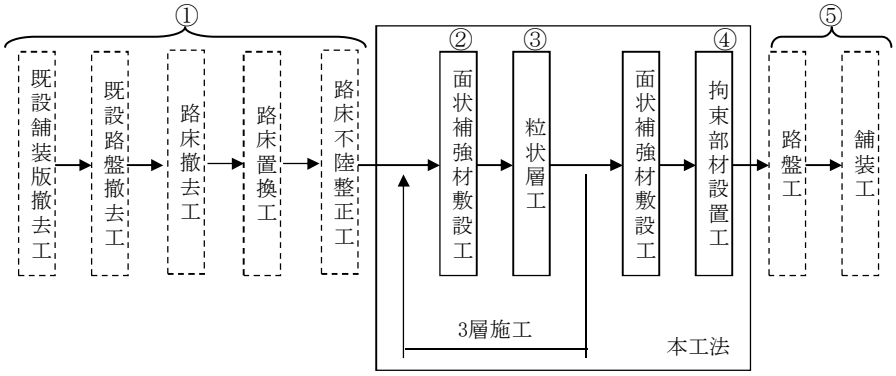


図 - 3　本工法の施工フロー

２．３．３　施工方法

図－３に供用中の道路への本工法の適用を想定した施工フローを示す。複合剛性層の施工方法は、①既設舗装の撤去後、②平たんな基面上に面状補強材を敷設する（**写真－３**）。ロール状の面状補強材は容易に敷設が可能である。③粒状層はブルドーザ等を用いて、粒状材料を敷き均し後、振動ローラとタイヤローラを用いて十分に転圧する。拘束部材は支柱打込み機を用いて、所定位置に打込みを行う（**写真－４**）。

④拘束部材の設置は粒状層の施工後に行うことにより、粒状層を密実に締め固めることが可能となることが施工上の特徴である。専用油圧ジャッキを用いて図-２に示す拘束部材の先端部を拡大後、トルクレンチを用いて拘束部材頭部のナットを締込むことにより、アンカーロッドに拘束力を導入する（**写真－５**）。拘束力の管理はトルクレンチのトルク量で行い、実験で得られたトルク-アンカーロッド張力の関係から、拘束力を算出する。本工法では３ｔの拘束力を標準とした。

複合剛性層の施工後、⑤一般工法を用いて路盤工及びアスファルト舗装工を行う。本工法の施工上の特長は、地盤改良工事に必要な大型施工機械や施工ヤードが不要であり、一車線規制内で短期間の施工が可能な施工性に優れた工法である。また鉄筋コンクリート版構造と異なり、撤去も容易であることから、修復性に優れた工法と考えられる。

写真－３　面状補強材の敷設状況

写真－４　拘束部材の打込み状況

写真－５　拘束力の導入状況

２．３．４　本工法の段差抑制性能

写真－５に実物大実験における本工法の段差抑制性能を示す。本実験では**写真－５**の手前部分を強制的に沈下させることで、大規模地震に伴う不同沈下の発生を再現したものである。強制沈下量は 55cm である。複合剛性層の厚さは 60cm とし、面状補強材は 20cm 間隔で 4 枚敷設とした。拘束部材は道路幅員方向に 60cm 間隔、道路縦断方向に 45cm 間隔とし、格子状に配置した[2)]。

写真－６（上）より、本工法は舗装に大きな亀裂や段差の発生もなく、路面の連続性が確保されていることがわかる。**写真－６**（下）は車両走行実験結果の一例である。本工法では徐行程度の速度であれば、十分な車両走行性を有していることがわかった。

写真－７に舗装側面を開削することで得られた強制沈下後の舗装支持状況の確認結果を示す。複合剛性層は舗装を十分に支持し、舗装の崩壊を抑制している。

また、アスファルト舗装が複合剛性層の変形になめらかに追随することで、車両走行が可能な路面縦断曲線を得ている。**写真－７**のように段差量が大きい場合は複合剛性層の下部に空洞の発生が見られることから、本復旧段階において撤去・再設置を要するが、段差量が小さい場合は予め設置した空洞充填管による充填を行うことも可能である。

写真－６　本工法の段差抑制性能

写真－７　本工法の舗装支持状況

３．おわりに

本報では、大規模地震に対する舗装の技術的対応として開発した『アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法』を紹介した。本工法は舗装の震災前対策工法であり、供用中の道路への適用性も高いものである。本工法の適用により、わが国における災害に強い交通インフラの構築の一助になれば幸いである。なお、本工法は中央大学研究開発機構、（株）NIPPO および前田工繊（株）による産学連携共同研究において開発した工法である。

【参考文献】

1) 常田ら：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性，土木学会地震工学論文集、Vol.28、No.009、pp.1-9，2005.8.
2) 石垣ら：アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法の実物大実験、第 29 回日本道路会議（投稿中），2011.11.

バルーングラウト工法

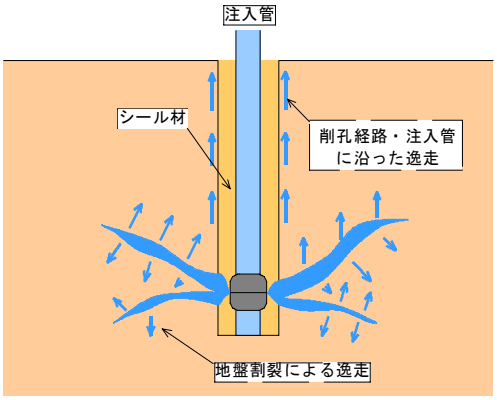
東亜建設工業株式会社　大野康年

1　はじめに

近年，恒久型薬液を用いた薬液注入固化工法は，施設を供用しながらの施工が可能であること，狭隘箇所に適用可能であること等の特徴を有することから，供用中岸壁背面地盤の液状化対策，滑走路基礎地盤の液状化対策，岸壁裏埋め土砂の吸い出し対策等に多くの実績を有している．

しかしながら，従来の薬液注入固化工法には，1)削孔軌道及び注入管に沿った薬液の逸走，2)地盤割劣による薬液の逸走に示す施工上の課題を有していた（**図－1** 参照）．

本報告では、上記課題に対応した薬液注入固化工法「バルーングラウト工法」について紹介する．本工法は、注入方式がダブルパッカー方式の薬液注入固化工法で，注入外管の構造を工夫することにより，薬液の逸走防止性能を向上させるとともに，薬液の注入圧が低圧で大容量の薬液を地盤へ注入できるという特長を有している．

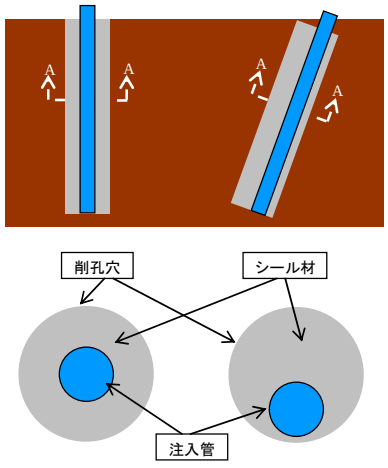


図－1　従来の薬液注入固化工法のおける課題

2　従来の施工方法における課題

従来の薬液注入固化工法における施工方法は，注入時に薬液が注入外管と地山との隙間に逸走するのを防ぐ目的にて，注入外管と地山との隙間にセメントベントナイト等のシール材を充填したり，布製等のパッカーを注入口の上下に設置している．しかし，それぞれ施工方法には，以下の a),b)に示す課題があった．

a)シール材を充填する施工方法では，**図－2**(a)に示すようにシール材が注入外管と地山の間に均等に充填されている必要がある．しかし，削孔深度の深い場合や斜め削孔および曲り削孔時には注入外管の建て込み精度や注入外管の自重により，**図-2**(b)に示すように注入外管周りのシール材厚に偏りが生じる．シール材の薄層部では，薬液逸走を防止する性能が低下するため，注入外管と地山の間隙に沿って薬液が逸走する．



(a)正常な状態　(b)偏りが生じた状態

図－2　シール材を用いた注入方法の課題

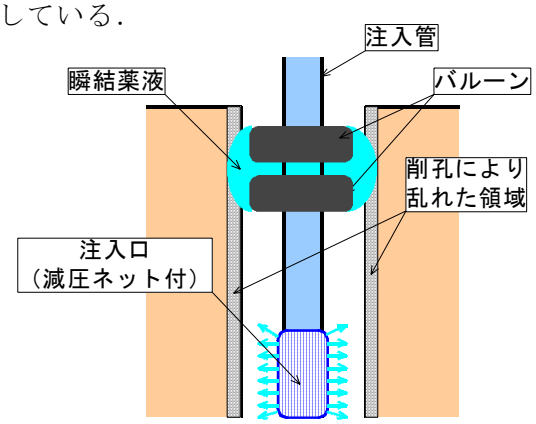
b)注入外管を地盤内に設置するために実施するケーシング削孔では，地盤種別によっては削孔穴の周辺地盤に乱れが生じる．パッカーを地山に密着させる手法では，削孔による乱れた領域が残るため，浸透性のよい薬液が，この乱れた領域を通って逸走する．

3　バルーングラウト工法の概要 [1)]

本工法では，従来のダブルパッカー方式の薬液注入固化工法をベースに，前述した既往の薬液注入固化工法の課題を克服するため，2 つの技術を開発している．

(1)薬液の削孔軌道に沿った逸走防止技術

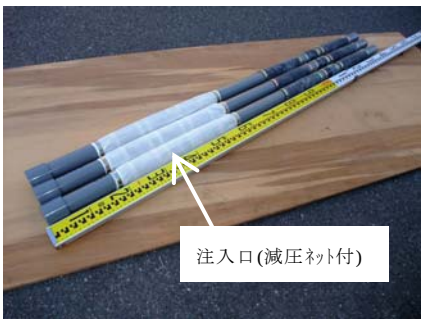
5～20 秒程度でゲル化する特殊水ガラス系の瞬結材にて注入管と地山との隙間を充填することで，注入管と地山との隙間への薬液の逸走防止性能を向上させている．具体的には，注入管の注入口の上下に二つのバルーンとバルーン間に瞬結材の吐出口を配置し，瞬結材充填によるバルーンの膨張と削孔地山周辺地盤への瞬結薬液の注入により注入管と地山との隙間への薬液の逸走を防止する．



図－3　バルーングラウト工法の概要

(2)注入圧力の低減技術

薬液を吐出する注入口の周りに減圧ネットを設置し，ネット全体から薬液が均一に吐出されることで圧力が分散し，地盤へ作用する圧力の低減が図られている．

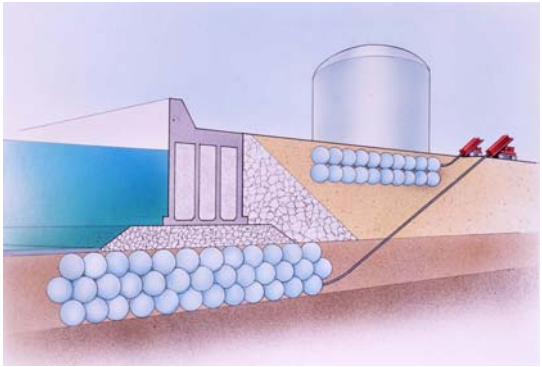


写真－1　注入外管

また，本工法の特長を以下に列挙するとともに，施工イメージ図を**図-4** に示す．本工法は，鉛直・斜め削孔の他に曲がり削孔方式による改良も可能となっている．

[バルーングラウト工法の特長]

1) 削孔軌道に沿った薬液逸走防止機能に優れる
2) 薬液注入時の周辺地盤に作用する圧力が小さい
3) 施工時の地盤変位がほとんどない
4) 狭い場所での施工が可能
5) 既存施設を供用しながらの施工が可能
6) 耐久性と環境面に優れた注入材料を使用
7) 騒音，振動が少ない

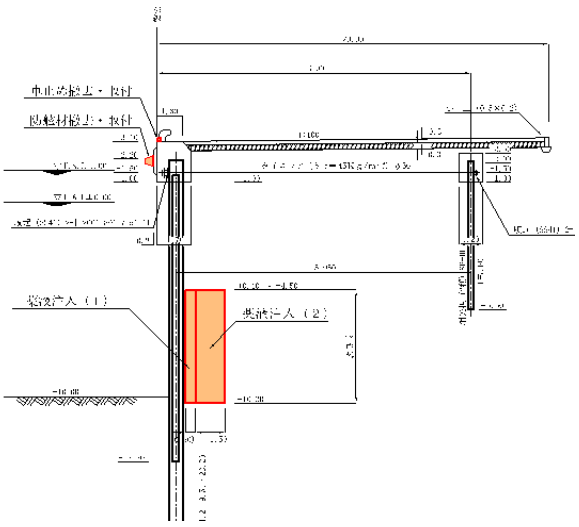


図－4　バルーングラウト工法の施工イメージ

４　バルーングラウト工法の適用例 [2)]

４．１　工事概要

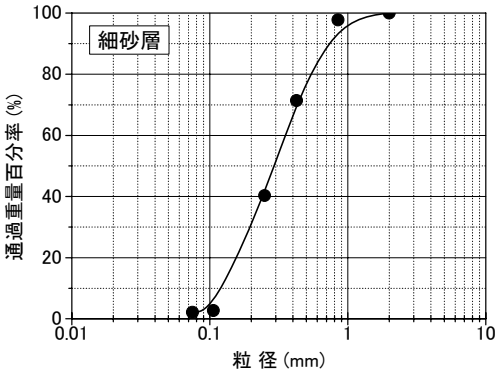
当該工事は，供用中岸壁における裏埋め土砂の吸い出し対策である．具体的には控式鋼管矢板岸壁の鋼管矢板ジョイント部からの岸壁背面土砂の吸い出しを薬液注入固化工法にて固化改良する．**図－5**に改良断面を示す．改良は，矢板ジョイント部への薬液逸走を防止する目的で鋼管矢板背面に沿って薬液ゲル化時間20秒以内の瞬結薬液にて0.5m厚の壁を造成した後，薬液注入固化工法により1.5m層厚の難透水層を造成した．改良地盤の設計基準強度は，q_{uck}=50kPaである．



図－5　改良断面

４．２　工事サイトの概要

当該地盤は，細砂を主体とした浚渫土砂にて埋め立てられた地盤である．地層は，地表面からGL-2.0mまで礫混じり砂，その下部に細砂を主体とした浚渫土砂が堆積する．**図－6**に改良対象である細砂層の粒径加積曲線を示す．細砂層の土粒子密度は，深度によらずρ_s=2.66 g/cm^{3}とほぼ一定で，平均粒径D_{50}=0.28mm，均等係数Uc=2.4，細粒分含有率F_c=2.7%である．



図－6　改良対象層の粒径加積曲線

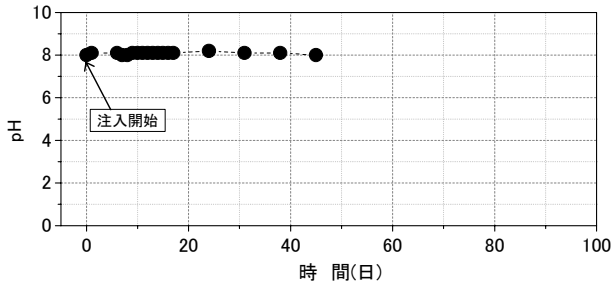
４．３　工事内容

薬液注入固化工法の改良仕様は，注入率λ=40.5%，改良径φ2.0m，削孔ピッチ1.5mである．

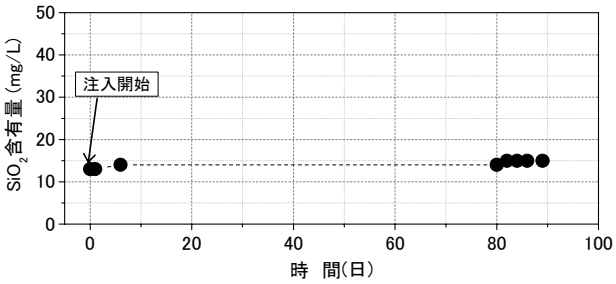
薬液注入による地下水への影響を把握するため岸壁背面の地下水のpHおよびシリカ含有量を測定した．シリカ含有量の測定は，モリブデンイエロー吸光光度法にて実施した．岸壁背面地下水は，岸壁より法線直角方向へ10m位置に設置した観測井戸から採取している．**図－7(a)，(b)**に地下水pH～時間関係，地下水シリア含有量～時間関係を示す．薬液注入による岸壁背面地下水のpHおよびシリカ含有量は，注入前と比較してほとんど変化していないことがわかる．

４．４　改良地盤の強度

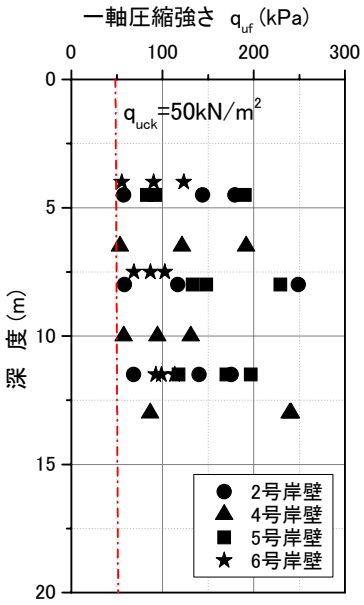
改良地盤の強度確認のため注入28日後，改良砂試料をトリプルチューブサンプリングにより採取



図－7(a)　地下水 pH～時間関係



図－7(b)　地下水シリカ含有量～時間関係



図－8　改良地盤の一軸圧縮強さ

し，一軸圧縮試験を実施した．試料の採取深度は，改良層のGL-4m～GL-13mである．

図－8に改良地盤の一軸圧縮強さの深度分布を示す．改良地盤の一軸圧縮強さq_{uf}は，q_{uf} = 53.5～249.0kPaの範囲分布し，設計基準強度q_{uck}=50kPa を満足している．

５．まとめ

削孔軌道および注入管に沿った薬液逸走防止性能を向上させた注入固化工法を開発し，供用中岸壁における背面土砂の吸い出し対策への適用例について示した．実工事への適用では，供用中岸壁背面地盤の固化改良を行い，設計改良品質を満足していることを確認した．

本工法は，薬液注入固化工法における施工技術の信頼性を向上させた工法である．薬液注入固化工法は，既存構造物直下地盤の改良が可能なことや既存構造物を供用しながらの改良が可能なこと等の多くのメリットを有している．今後は，地盤の液状化対策や岸壁護岸の吸い出し対策に本工法を提案していくとともに，さらなる改良品質の向上を目指して工法の適用性について検討していきたいと考えている．

参考文献

1)大野康年：恒久型薬液を用いた注入固化工法の開発と適用例，土木学会土木建設技術発表会2009概要集III-4, pp.181-186.

2)玉山具夫,原茂雅光,大野康年,稲木信之：供用中岸壁における薬液注入固化工法による岸壁背面土砂の吸い出し対策例，土木学会第64回年次学術講演会，VI-133，2009.

第2会場

第Ⅲグループ

グラウンドアンカーの維持管理技術 Licos（リコス），Aki-Mos（アキモス）

日特建設　技術本部　技術開発グループ主任　　田中　尚

1　はじめに

グラウンドアンカー工法（以下、「アンカー」という）は、脆弱な地質構造の我が国では、効率的に社会資本を整備する上で必要不可欠な技術である。近年、高度経済成長期に建設された社会資本は更新の時期を迎え、大量の社会資本に対し、従前の対処療法的な維持管理から予防保全型の維持管理への移行が求められている。こうした社会背景に応じ、地すべり対策や斜面安定対策に用いられた既設アンカーに対しても、予防保全型の維持管理が求められはじめている。

本報告では、アンカーの維持管理には欠かすことができない緊張力計測に資する技術として、独自開発した「アンカーリフトオフ試験管理システム（Licos：リコス）」（以下、「Licos」という）と、（独）土木研究所と民間８社（当社を含む）との共同研究で開発した「既設アンカー緊張力モニタリングシステム（Aki-Mos：アキモス）」（以下、「Aki-Mos」という）について紹介する。

2　アンカー緊張力計測の重要性と課題

2.1　アンカー緊張力計測の重要性

アンカーは、その構造から、斜面の変形に応じて緊張力が変動する特性がある。また、アンカーの劣化によっても変動する。したがって、アンカーは、緊張力を計測することで斜面の動態ならびにアンカーの健全性を捉えるセンサーになることができる。

しかしながら、施工後の既設アンカーは、必ずしも十分な緊張力計測が行われているわけではない。予期せず、腐食によってアンカーが破断したり、想定外の地すべり滑動により破断した現象が発生している（写真-1）。

仮に、こうした現場においてアンカー緊張力の計測を経時的に実施していれば、その変動から斜面の安定性やアンカーの健全性を評価し、破断前に対策を講じて被害を最小限にとどめること、さらには経済性に優れた対策の実施が可能となる。そのようなことから、アンカー緊張力を経時的に計測すること、すなわちモニタリングにより監視していくことが重要である。

a）腐食によって破断したアンカー

b）想定外の地すべり滑動によって破断したアンカー

写真-1　アンカーの破断事例

2.2　アンカー緊張力の計測手法と課題

アンカー緊張力を計測する手法として、アンカー新設時に荷重計を取付ける方法がある（写真-2 a））。しかしながら、荷重計の耐用年数は一般的に 5～10 年 [1] と言われ、アンカー供用年数に比べて短く、アンカー供用期間

中､継続して緊張力を計測することができない課題がある。

一方、既設アンカーに対してリフトオフ試験を実施する方法がある（写真 1 b)）。しかしながら、試験 1 回に対して得られる緊張力は 1 つであり、試験手間や費用面などとの関係から、重要監視斜面ではその計測頻度が十分とは言えない。また、従来の試験方法では油圧ジャッキの操作を手動で行うため、試験データの取得頻度や試験の実施精度が低いという課題がある。

3　開発したグラウンドアンカーの新しい維持管理技術

3.1　アンカーリフトオフ試験管理システム（Licos）

Licos は、リフトオフ試験の精度面の課題を解決するための技術である（写真-3，図-1)。Licos では、油圧ジャッキの圧力コントロールを PC 制御で行うことにより、スムーズな載荷・保持・除荷と正確な載荷・除荷速度の実現を可能としている。また、試験データを細かくリアルタイムで表示し、迅速にリフトオフ荷重を求めることができる。

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

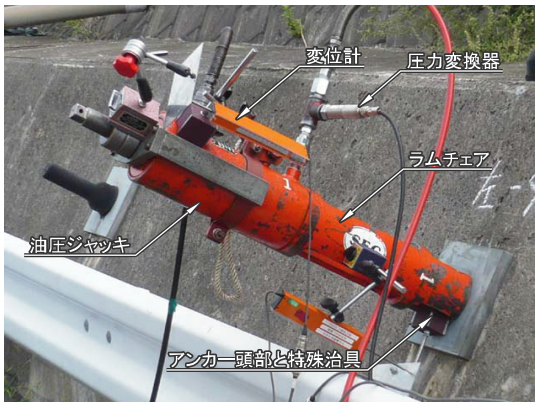
3.2　既設アンカー緊張力モニタリングシステム（Aki-Mos）

3.2.1　概要

Aki-Mos は、既設アンカーに後からでも荷重計を取付けることができ、さらにはその荷重計が壊れても交換することができる荷重計取付け方法を実現した技術 [2] である。Aki-Mos は“荷重計”と荷重計を取付け・交換するための“緊張治具”、荷重計の計測値を取得するための“計測データ取得システム”の 3 つの要素技術から構成される（図-2)。

現在、Aki-Mos は、アンカーの許容引張力に対し、500kN タイプと 1,000kN タイプのラインナップがある。対応アンカーは、くさび定着方式のアンカーで、60～70mm 以上の再緊張余長が確保され

a）荷重計によるアンカー緊張力計測



b）リフトオフ試験によるアンカー残存引張力測定

写真-2　アンカー緊張力計測手法

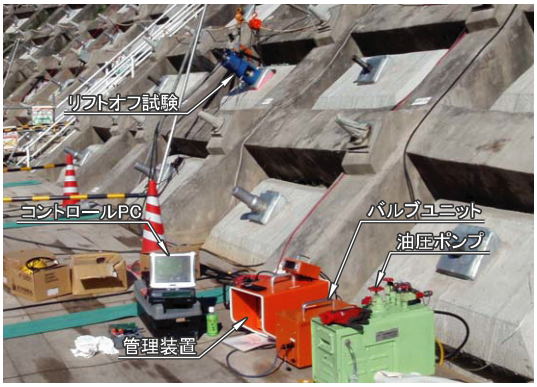


写真-3　Licos によるリフトオフ試験

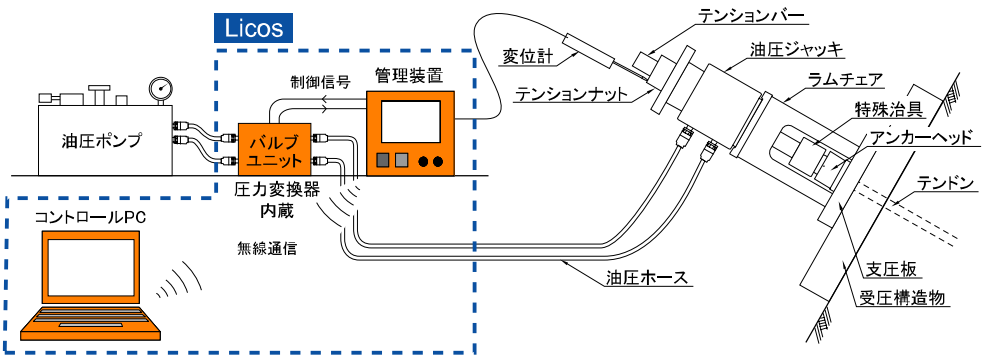


図-1　リフトオフ試験における Licos の使用方法

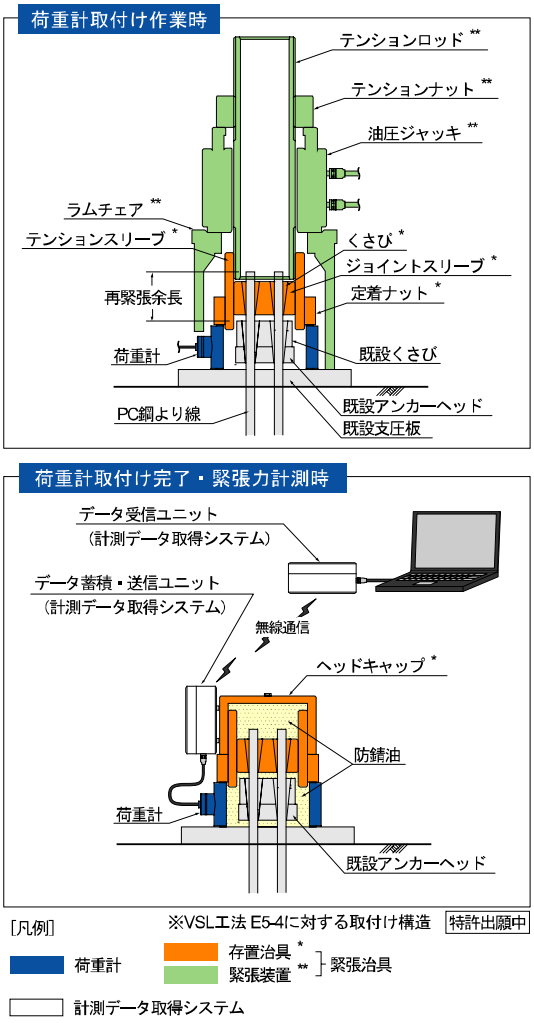


図-2　Aki-Mos の荷重計取付け構造

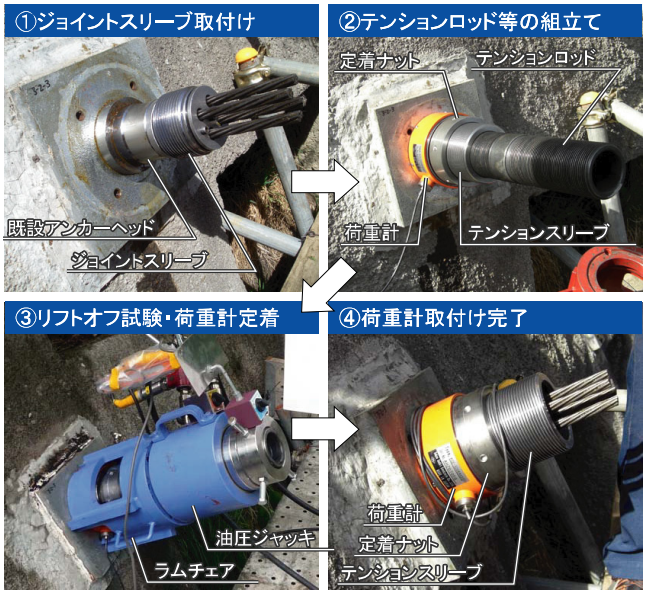


写真-4　荷重計取付け手順（VSL 工法）

ているものである。これ以外のナット定着方式やくさび・ナット定着方式のアンカー、1,000kN を超える許容引張力のアンカーに対しては、別途検討にて対応が可能である。写真-4 に、荷重計取付け手順を示す。

荷重計はセンターホール型で、ひずみゲージ式、差動トランス式、油圧式の 3 種類がある。形状・寸法は、既設アンカーヘッドの外側へ荷重計が配置できる内径、かつ専用ラムチェアの内側に配置できる外径となっている。

緊張治具は、存置治具と緊張装置からなる。存置治具は、荷重計と共にアンカー頭部に存置されるジョイントスリーブ、テンションスリーブ、定着ナット、ヘッドキャップからなる。緊張装置は、荷重計の取付け作業時に使用するラムチェア、油圧ジャッキ、テンションロッド、テンションナットからなる。なお、油圧ジャッキは、ストロークを 50mm とすることで小型・軽量化を図っている。

計測データ取得システムについては省略する。詳細は、参考文献 2）をご参照されたい。

3.2.2　施工事例

Aki-Mos は、開発時に 2 現場で実証試験を行った後、平成 22 年 9 月に兵庫県にて最初の施工を行った。その後、アンカー管理者からの検討依頼、採用を頂き、平成 22 年度は 7 件（当社施工）の施工実績を得た（図-3）。Aki-Mos の採用理由は様々であるが、次のような理由があった。

①既設荷重計の耐用年数到来によりアンカー緊張力モニタリングが実施できなくなったため

②荷重計が 1 台も取付けられていない法面でアンカー緊張力モニタリングを開始したいため

③既設アンカー周辺に追加対策工をする際の影響をアンカーの緊張力変化で評価したいため

④新設アンカーではあるがアンカー緊張力を除荷することなく荷重計を交換できるため

Aki-Mos は、過去のアンカー施工数量を調査した結果から、くさび定着方式の VSL 工法、許容引

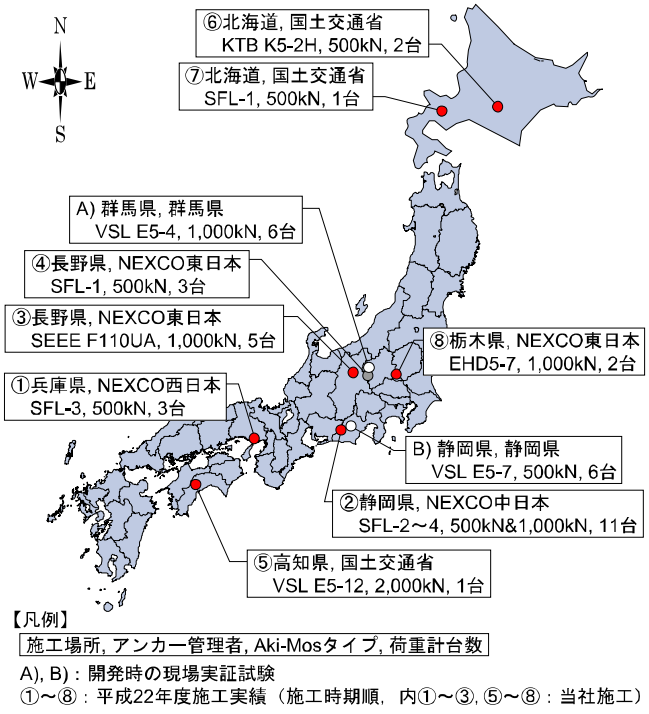
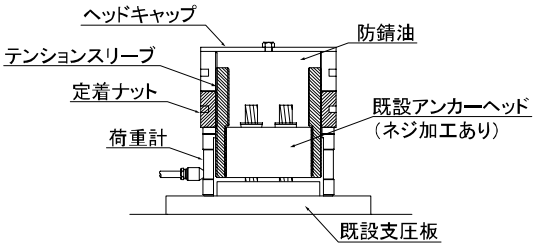
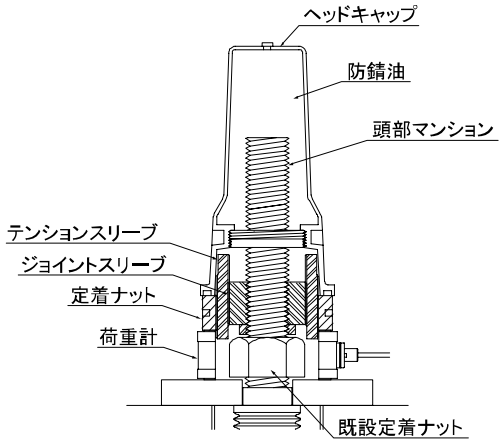


図-3　施工実績



a）SFL工法（SFL-3，500kNタイプ）



b）SEEE工法（F110UA，1,000kNタイプ）

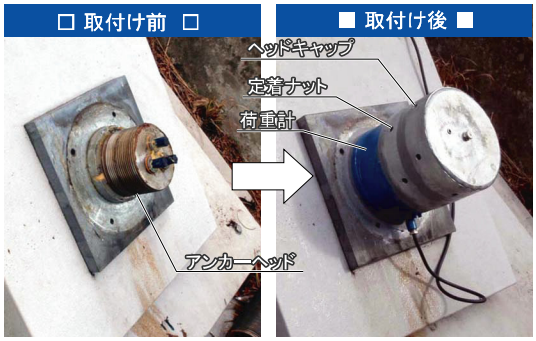
図-4　荷重計取付け構造

張力 1,000kN 以下への対応を主体に開発した。しかしながら、Aki-Mos の施工実績では、近年の施工数量が多いくさび・ナット併用定着方式（SFL 工法，KTB 工法，EHD 工法など）やナット定着方式（SEEE 工法）が対象となることが多かった（図-4、写真-5）。これは、近年施工されているアンカーの緊張力管理が厳密になっているためではないかと考えられる。

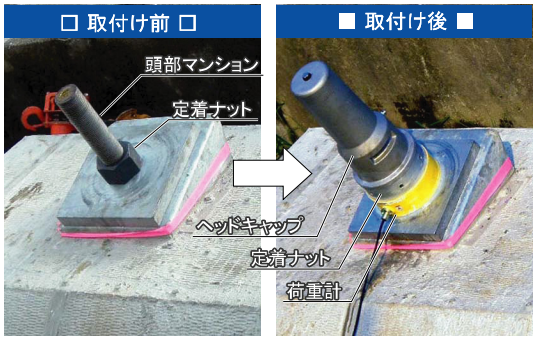
4　おわりに

アンカーの維持管理に資する技術として開発した Licos と Aki-Mos は、いくつかの実績を得て、既設アンカーの緊張力計測に対して有効であることが確認できた。今後も、より現場のニーズに即した技術にブラッシュアップさせて行きたい。

しかしながら、アンカーの維持管理は、緊張力を計測するだけでは不十分である。今後は、Licos や Aki-Mos を用いた緊張力計測によって問題が発見されたアンカーに対する補修補強方法などを検討し、予防保全型の維持管理に資する技術を開発して行きたい。



a）SFL工法（SFL-3，500kNタイプ）



b）SEEE工法（F110UA，1,000kNタイプ）

写真-5　荷重計取付け状況

【参考文献】
1）（独）土木研究所・（社）日本アンカー協会：グラウンドアンカー維持管理マニュアル，2008.
2）（独）土木研究所：既設アンカー緊張力モニタリングシステム運用マニュアル，土木研究所資料第 4171 号，2009

ポータブル ワイヤレス ライブカメラシステム(OPECA)の活用事例とその活用効果について

大陽開発株式会社　開発事業部　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と思うことが、建設従事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て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。

これまでにいくつかの建設現場においてOPECAが活用されてきたが、その中の代表的な事例として、下水道管渠更正工事での活用が挙げられる。当該工事では、総合評価方式により管内作業における現場作業環境の整備について提案が求められ、受注した企業から、OPECAを用いて管内作業状況が現場事務所で確認できる作業環境を構築することが提案された。

下水道管のような閉塞空間内での使用については、本システムの開発段階では想定していなかったが､OPECAの建設現場での活用方法として大変興味深いものであったため､その実用テストと共に、活用効果の調査を行った。

本稿では、当該工事でのOPECA活用方法を紹介し、そこから得られた建設現場におけるOPECAの活用効果について報告する。

2　OPECA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。

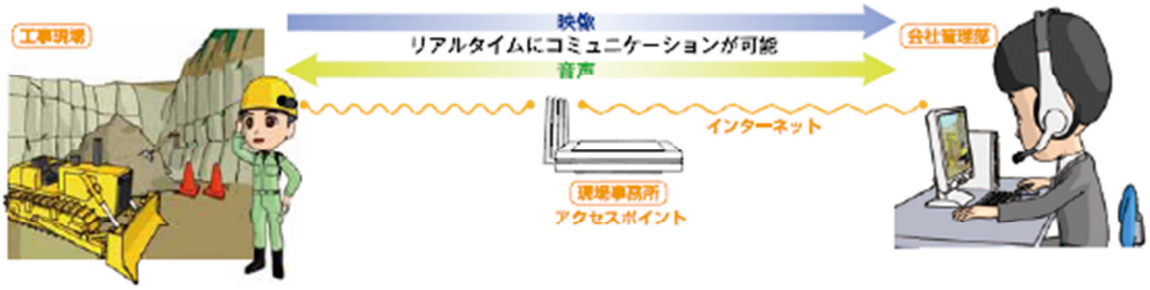


図-1　OPECAイメージ図

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 1km 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 活用工事の概要

工事名　　信濃川下流流域下水道(新潟処理区)新潟幹線管渠更正(その２)工事

工事箇所　新潟県新潟市江南区北山地内

工事内容　製管工法 既設管径φ900mm（更生管径φ851mm）

路線延長 L=925.19m　　管渠延長 L=913.19m

当該工事は、既設下水道管渠内に製管材を巻き付け、老朽化した管渠の耐震化を図る工事である。具体的には、既設管内に作業員が入り、洗浄、スペーサー取付け、製管、充填材注入などの作業を行う。

図-２　工事箇所図

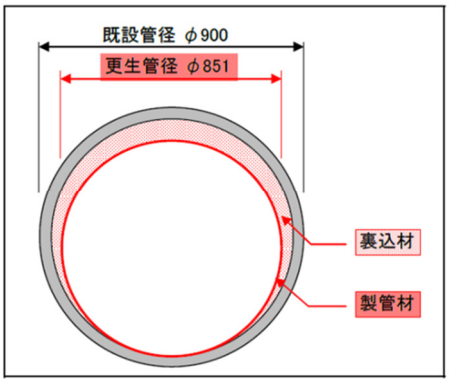


図-３　管路断面図

4　現場における OPECA の使用方法

4．１　OPECA のモデル選択

当該工事では、下水道管内の状況を現場事務所内で確認するという目的で OPECA が提案された。そのため、OPECA wi-fi を採用し、下水道管渠内から現場事務所まで無線 LAN 電波を中継して通信を行うこととした。

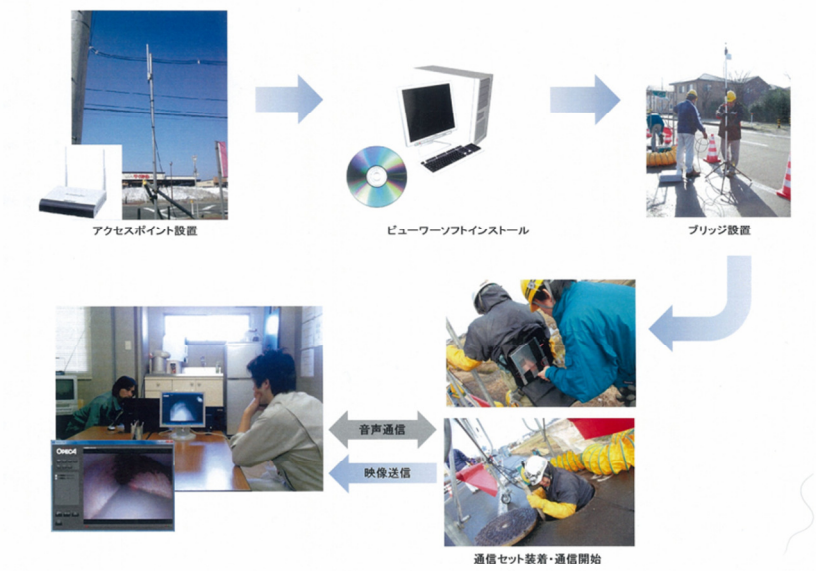


図-４　OPECA wi-fi 使用イメージ

４．２　OPECA の配置

OPECA wi-fi は、アクセスポイント、ブリッジセット、通信セットの３アイテムから構成される。当該工事では次の様に各アイテムの配置を行い、通信を行った。

（１）アクセスポイントの設置

現場事務所内にアクセスポイント本体を設置し､屋外に無線 LAN 電波受信用アンテナを設置。

（２）ブリッジセットの設置

マンホール入口に設置し、管内の電波を中継して、アクセスポイントへ送信する。

（３）通信セットの装着

作業者は通信セットを背負って管内に入り、撮影を行う。

写真-１　アクセスポイント

写真-２　ブリッジセット

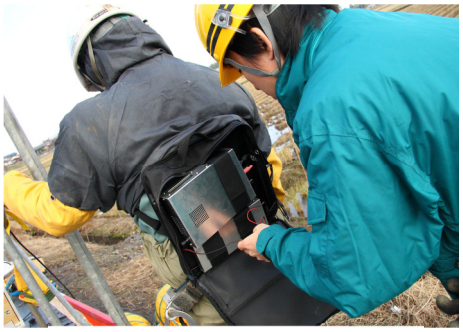


写真-３　通信セット装着

写真-４　管内撮影状況

5　OPECA の活用効果

5．1　OPECA 使用場面

当該工事の受注者である帆苅組は､下記のような活用効果があるとして OPECA の使用を提案した。

（1）管内の施工状況及び安全状況が現場事務所において映像によりリアルタイムで確認できるので、異常事態発生時の早急な初期対応が可能となる。

（2）監督員は施工管理を地上でできるので、安全で円滑な施工管理ができる。

それらの提案事項に基づき、当該工事では現場監督者の施工状況確認時及び発注者の立会検査時に OPECA が使用された。当社では、上記の場面において OPECA を使用することで、実際にはどのような効果があるのか調査を行った。

5．1．1　現場監督者の施工状況確認

現場の状況確認を行う場合には、当該工事の場合であれば通常、元請職員２名で管内に入り確認するが､OPECA を使用することで､元請の職員２名のうち１名が管内を撮影して､職員のもう１名（現場代理人）は地上で管内の状況を確認できるようになった。φ900 の狭小空間に何人も進入すれば管内の水位が上昇し、安全な環境が確保できなくなる可能性があったが、OPECA を使用したことで管内の人数が減り、安全な環境を確保することができた。

5．1．2　発注者の立会検査

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が、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で確認することができるようになり、立会検査を現場事務所内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。また竣工検査の際に、本来検査官が確認できない管内の映像を地上でモニターに映して見せることができたことで、工事の評価にも良い影響があったと考えている。

写真-５　発注者立会状況

5　おわりに

当該工事の調査により、OPECA を使用すれば、施工管理や安全管理面での効果があることがわかった。また、管内では通信距離が短くなるなどの問題点の発見にも繋がった。今後も適用工事、活用方法の調査を続け、OPECA をより良い製品としていきながら、建設現場への普及を図っていきたいと考えている。

抗菌ポーラスアスファルト舗装の機能維持について

㈱ガイアートＴ・Ｋ　技術研究所　○佐沢　昌樹
同　小澤　一元
三愛石油㈱　研究所　鴻巣　正幸

１、はじめに

ポーラスアスファルト舗装は、雨天時の視認性の向上、スリップ等の事故防止、騒音低減性などの点が道路ユーザーからも広く支持され、既に一般工法と言えるほど普及するに到ってきた。しかし、その空隙に土壌、ゴミ、カビなどが詰まることによって、次第にその機能を失ってしまうことが課題となっている。ポーラスアスファルト舗装の空隙が詰まる原因としては、土壌コロイドが空隙内に浸透し、空隙を詰めることが主因と考えられるが、空隙にカビや土壌菌などが発生し、菌糸などにより粘性を生じ、詰まり方を助長している事も一因といえる。更に、これらの菌類の中には、有機酸を発生させるものもあり、（例えばチオバチルスは、硫黄を食べて硫酸を発生する）これらが、アスファルト混合物の劣化を助長している可能性も考えられる。

そこで、抗菌剤をポーラスアスファルト混合物に添加し、土壌菌、カビの発生を抑制し、ポーラスアスファルト舗装の機能を長く維持できないかと考え、平成 11 年より室内試験を実施しその効果について優位性が確認されたので、平成 13 年に試験施工を実施し、その後 8 年間の現場浸透水量試験を中心に追跡調査を行い、効果についてある程度確認できたので報告を行う。

２、抗菌剤について

抗菌剤（防腐剤）は、銀や銅などの金属が古くから知られており食器などに利用されてきた。

また最近、抗菌剤はトイレや靴下など菌の発生により悪臭を発生するものや、シャンプーなどに配合して頭皮で発生する菌を抑制し悪臭を防いだり、排水パイプなど菌の発生によりヌメリが生じ詰まりやすくなるものなどに広く利用されている。

しかし、抗菌剤は排水が主要な機能であるポーラスアスファルト舗装に利用されたことはなく、どのような抗菌剤が、ポーラスアスファルト混合物に適しているか明らかではない。しかし、文献調査の結果、有機系抗菌剤の多くが熱劣化しやすいことから、ポーラスアスファルト混合物製造時の熱で分解しないことが使用する抗菌剤には求められ、そのようなものとして、有機窒素ハロゲン系のものが適用できるのではないかと考えた。

表－１、抗菌剤添加ポーラスアスファルト混合物の性状例

配合区分			ポーラスアスファルト混合物	抗菌剤添加ポーラスアスファルト混合物		
配合率（%）	６号砕石		85.0	85.0		
	ｽｸﾘｰﾆﾝｸﾞｽ		6.0	6.0		
	粗目砂		4.0	4.0		
	石灰石粉		5.0	5.0		
	抗菌剤(*)		無し	0.2	0.4	0.6
カンタブロ試験結果		(%)	3.0	3.2	3.0	3.1
ダレ試験結果		(%)	2.73	2.76	2.66	2.60
最適バインダー量		(%)	**4.8**	**4.8**	**4.8**	**4.8**
マーシャル性状値	密度	(g/cm³)	2.034	2.031	2.028	2.030
	空隙率	(%)	20.2	20.3	20.4	20.3
	連続空隙率	(%)	14.6	14.3	14.4	14.6
	安定度	(KN)	84.3	81.2	83.2	84.6
	フロー値	(1/10mm)	28	29	30	29
動的安定度ＤＳ		(回/mm)	5,250	5,200	5,190	5,340
透水係数 k_{15}		(cm/秒)	2.29×10^{-1}	2.09×10^{-1}	2.19×10^{-1}	2.43×10^{-1}

（＊）アスファルト重量に対して外比重量添加

３、抗菌剤添加ポーラスアスファルト混合物の性状

３．１、混合物の性状

以下表－１に、ポーラスアスファル

ト混合物のアスファルト重量に対して外比重量で 0.2～0.6%抗菌剤を添加した場合の混合物の性状の例を示す。

これによれば、抗菌剤添加により、ポーラスアスファルト混合物として、機能上の問題がないことがわかる。

表－2生菌数計測、バクテリア抵抗性試験（逆フィルム密着法）結果

供試料	*Escherichia coli* 生菌数	*Escherichia coli* 滅菌率	*Bacillus subtilis* 生菌数	*Bacillus subtilis* 滅菌率
排水性舗装（ポーラスアスファルト舗装）混合物	10^6以上	-	10^6以上	-
抗菌剤0.2%添加 排水性舗装（ポーラスアスファルト舗装）混合物	9.0×10	99.9	7.0×10	99.9
抗菌剤0.4%添加 排水性舗装（ポーラスアスファルト舗装）混合物	2.0×10	99.9	6.0×10	99.9
抗菌剤0.6%添加 排水性舗装（ポーラスアスファルト舗装）混合物	0.0	100.0	5.0×10	99.9

(*)抗菌剤はアスファルト重量に対して添加　　単位：（個/ml）

接種菌数 *Escherichia coli*（大腸菌）：1.4×10^5

Bacillus subtilis（枯草菌）：1.0×10^5

減菌率＝[（接種菌数-24時間後の生菌数）/接種菌数]×100

３．２、バクテリア抵抗性試験結果

表－2 は、バクテリア抵抗性試験を逆フィルム密着法により実施した結果を示す。これは、滅菌したガラスシャーレ中央にマーシャル供試体と同じサイズに切断した滅菌ポリスチレンフィルムを置き、大腸菌、枯草菌の各菌液を 2ml 接種し供試体上に置き 24 時間培養後の生菌数を計測し滅菌率を求めたものである。

結果から、抗菌剤の添加量（アスファルト重量の外比重量%添加）が 0.2%以上で、滅菌率 99.9%の結果が得られることがわかる。

表－3.カビ抵抗性試験[JIS Z 2911(1981)]結果

供試料	2週間後	4週間後	カビの生育範囲
排水性舗装（ポーラスアスファルト舗装）混合物	1	1	試験片上の80%に生育
抗菌剤0.2%添加 排水性舗装（ポーラスアスファルト舗装）混合物	2	1	試験片上の60%に生育
抗菌剤0.4%添加 排水性舗装（ポーラスアスファルト舗装）混合物	2	2	試験片上の30%に生育
抗菌剤0.6%添加 排水性舗装（ポーラスアスファルト舗装）混合物	2	2	試験片上の30%に生育

(*)抗菌剤はアスファルト重量に対して添加

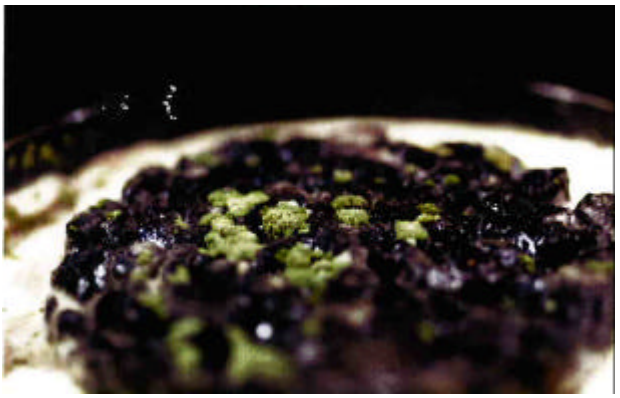
カビ抵抗性試験判定基準

菌糸の発育	判定
試験片の接種した部分に菌糸の発育が認められない。	3
試験片の接種した部分に認められる菌糸の発育部分の面積は、全表面積の1/3を越えない。	2
試験片の接種した部分に認められる菌糸の発育部分の面積は、全表面積の1/3を越える。	1

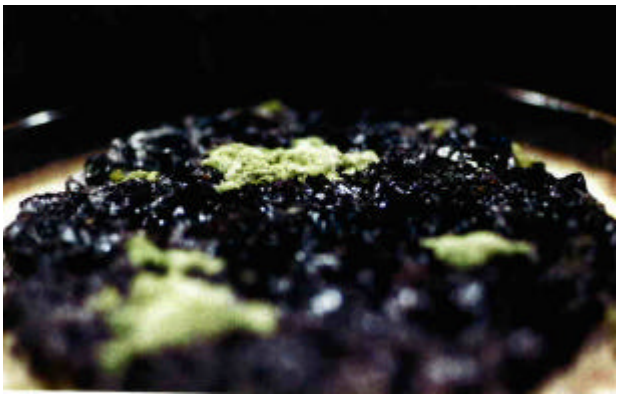
３．３、カビ抵抗性試験結果

カビ抵抗性試験[JIS Z 2911(1981)]は、試験液をマーシャル供試体および培地に 1ml ずつ均等にふりかけ培養を行い 2 週間後、4 週間後の供試体に発育した菌糸の面積から、カビ抵抗性試験判定基準より判定を行う試験で（判定基準の数値が小さいほど菌糸の発育が大きい）表－３及び写真－1～４に試験結果を示す。

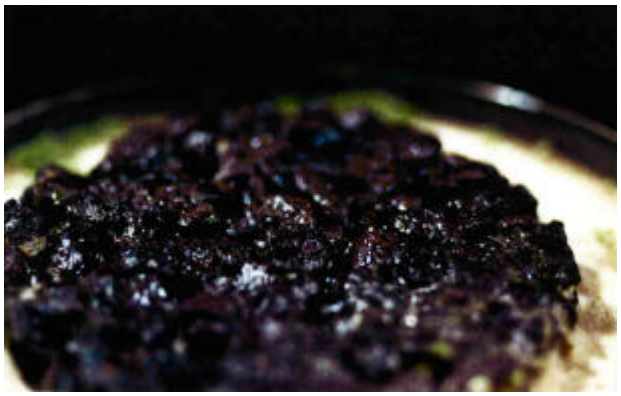
カビの繁殖は、抗菌剤無添加のものでは、４週間後に 80%にカビの生育が見られたのに対して，抗菌剤 0.2%, 0.4%, 0.6,%添加のものでは、それぞれ 60%、30% 、30%の生育結果となり、0.4%の添加量以上の添加で効果が飽和状態になる事から、0.4%添加が適切と思われた。



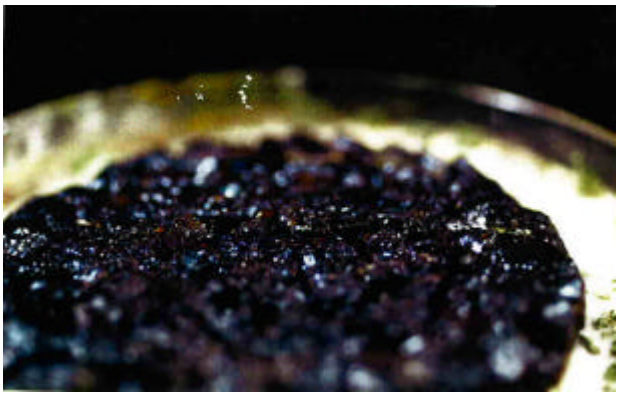
写真－１、抗菌剤無添加供試体
（80%にカビが生育）



写真－2、抗菌剤 0.2%添加供試体
（60%にカビが生育）



写真－3、抗菌剤 0.4％添加供試体
（30％にカビが生育）



写真－4、抗菌剤 0.6％添加供試体
（30％にカビが生育）

３．４、カビ抵抗性試験後（４週間後）室内透水量試験結果

カビ抵抗性試験[JIS Z 2911(1981)]を実施した供試体について、室内定水位透水試験結果を行ったところ、抗菌剤添加のポーラスアスファルト混合物に比べて、抗菌剤を添加しているポーラスアスファルト混合物は、カビの生育によって透水能が減少し、透水係数 K_{15}（cm/sec）は、抗菌剤添加無し、抗菌剤添加量 0.2％、0.4％、0.6％で、それぞれ 0.34×10^{-1}、0.54×10^{-1}、2.15×10^{-1}、2.26×10^{-1} の結果となり、効果が顕著となる添加量は 0.4％以上であることがわかった。

３．５、カビ抵抗性試験後（４週間後）カンタブロ試験結果

カビ抵抗性試験[JIS Z 2911(1981)]４週後のカンタブロ試験結果（20℃）は、抗菌剤無添加のポーラスアスファルト混合物に比べて、抗菌材を添加しているポーラスアスファルト混合物は、カンタブロ損失量が小さい傾向を示し、抗菌剤添加量無し、抗菌剤添加量 0.2％、0.4％、0.6％で、それぞれ、5.2％、4.8％、3.0％、3.0％の結果となった。このことは、カビの生育がカンタブロ損失量に、何らかの影響を与えたことが示唆される。また、抗菌剤の添加量は、0.4%からが効果があることが判った。

４、現場の試験施工の実施

平成 13 年 10 月に農林水産省、近畿農政局大和高原開拓建設事業所「平成 12 年度大和高原北部開拓建設事業　大和高原北部地区水利用関連工事月ヶ瀬橋水管橋その１工事」において、試験施工（ｔ＝5cm、A＝1,008 ㎡）を実施した。（写真－5）

５、現場の追跡調査結果

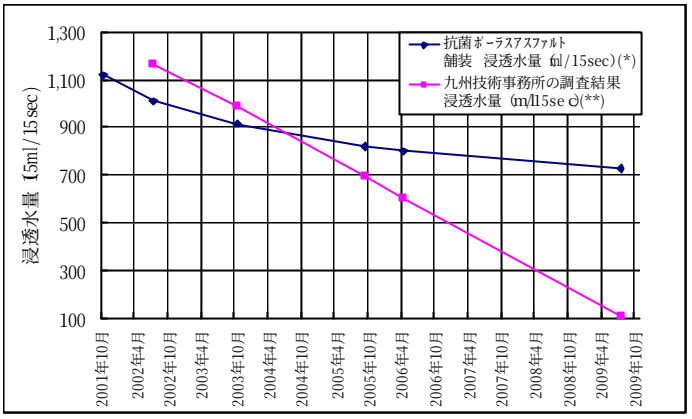
現場の追跡調査は目視と、定期的に定点における現場浸透水量試験を実施して、浸透水量の経時変化について調査を実施した。

写真－5、舗設は通常のﾎﾟｰﾗｽｱｽﾌｧﾙﾄ舗装と同様（特殊な作業はない）（平成 13 年 10 月）

また、比較工区として、抗菌剤無添加のポーラスアスファルト舗装を施工したが、埋設管敷設工事のため、打ち換えられたため同条件による、抗菌剤無添加箇所のデータを得ることができなくなった。そこで全く条件は異なるが、一般的なポーラスアスファルト舗装の機能低下の事例として、国土交通省九州地方整備局　九州技術事務所の「排水性舗装の耐久性と機能の検証」調査報告(1)を参考として比較することとした。

この調査報告書では 6 現場の国道で経年調査が行われており（国道 3 号 2 箇所、34 号、57 号、220 号、旧国道 10 号）、供用年数と浸透水量の間には、相関係数 0.75 で以下の関係式（Y＝-12.382X＋1288.1、Y 浸透水量：X 供用月数）が示されている。

この関係式によれば、浸透水量が 400ml/15sec 以下となるまでの供用月数は、約 72 ヶ月（6 年）となるとしている。試験施工を実施した箇所の交通量は、九州技術事務所の調査報告とは、かなりかけ離れてはいるものの、他に比較できる事例もないので、これとの比較を行った。結果を図－１に示す。



図－１、抗菌ポーラスアスファルト舗装の現場浸透水量の経時変化

この箇所の交通量区分は、N3～N4（40 台～250 台/日・方向）程度と思われるのに対して、比較の九州技術事務所の 6 箇所の交通量は、1,000 台～3,000 台/日・方向以上の N6～N7 区分であり、従って 12～25 倍の交通量の差があるが、この 6 箇所の 7 年～8 年に生じたわだち掘れ量の平均は 6.3mm（N=21）と小さく、また、同報告 (1) では OWP と BWP で浸透水量に差異のない結果も見られることから、空隙つぶれによる浸透水量の低下よりも、空隙に土壌やゴミが詰ったことによる影響が大きいものと思われる。従って、図－１の結果の差にみられるように、8 年 9 ヶ月経過後に約 6.6 倍（＝730/109.7）の浸透水量の差が見られることは、空隙つまりを遅らせる優位性を示している可能性があると考えられる。

６、まとめ

細菌、カビ、藻などが、ポーラスアスファルト舗装の透水機能を低下させる一因となっている可能性について検討し、更に実道で試験的に施工を行い、8 年間にわたる追跡調査から、抗菌剤をポーラスアスファルト混合物に添加したポーラスアスファルト舗装は、透水機能を長くできる可能性があるものと考えている。

しかし、菌類の繁殖の程度についての追跡調査をおこなっていなかったため、菌類の繁殖が空隙詰りにどのように影響をしているかについての検証がされていないことと、交通量などの条件が同一で、抗菌剤配合の有無の検証をおこなっていないため、それらの検証が残された今後の課題である。

平成 23 年 3 月 11 日に、石川県白山市内において同一条件で新たな試験施工を実施したので、菌類の繁殖と現場浸透水量の調査を、経年的に調査し明らかにしていきたいと考えている。

＜参考文献＞

1) 祝迫龍一、九州地方整備局　九州技術事務所「排水性舗装の耐久性と機能の検証」、第 26 回日本道路会議、12042

保水性軽量インターロッキングブロックの開発について

○日本道路株式会社　北信越支店　加藤　学
日本道路株式会社　北信越支店　水倉一夫

1　はじめに

近年我が国の都市部では、気温の上昇を抑制する働きを持つ緑地や水面が減少し、ヒートアイランド現象といわれる温暖化が急速に進んでいる。過去 100 年において、中小都市平均では約 1.1℃上昇しているのに対し、東京の平均気温は 3.0℃上昇しており、ヒートアイランド現象は大都市で顕著となっており、特に夏季の大都市の温暖化は熱中症の発生等、深刻な社会問題になっている。

この対策として、舗装分野において遮熱性舗装や保水性舗装が開発され、ブロック舗装でも保水能力のあるインターロッキングブロック(IL ブロック)が開発、適用されてきている。しかし保水性 IL ブロック舗装では、保水能力の問題から温度低減効果の持続性が課題であった。

このような背景を踏まえ、日本道路は、小松精練、北陸ブロックと共同で保水性能を向上させた「保水性インターロッキングブロック」の開発に取り組んでおり、これまでに試作品を作成し、保水能力や温度低減効果、強度について検討を行ってきた。本報文は、これまでの研究結果を整理し、開発過程を報告するものである。

2　開発したILブロックの特徴

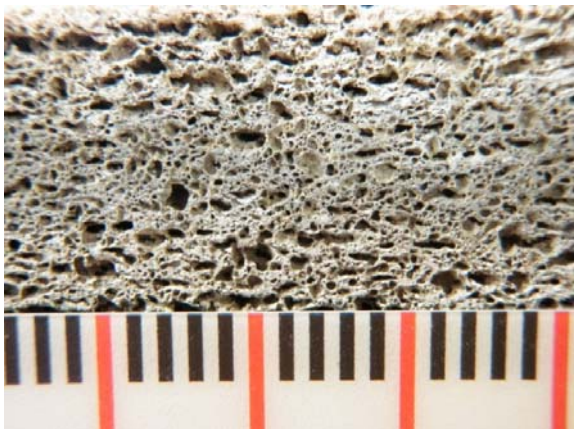
2．1　開発の経緯と概要

開発した保水性ブロックは、繊維の染色過程で排出される廃棄物(バイオマスケイク)を基に、珪藻土、粘土を混練し 1000℃以上の高温で焼き上げることで得られる、超微多孔セラミックス素材をベースに開発されている。このセラミックス素材は、写真－1に示すように、スポンジ状の連通気孔と超微多孔質構造を有することで、高い吸水・保水能力と、断熱機能を持っており、写真-2 に示すように屋上緑化や壁面緑化の基盤として用いられている。

日本道路と北陸ブロックは、このセラミックス素材の高い吸水・保水能力を生かしたインターロッキング型ブロックの開発に取り組み、試作品を作成した。現状での試作品の性状は表-1 の通りである。

表-1　試作品の主要性状

曲げ強度	3MPa　以上
保水量	0.20g/cm^3　以上
質量	1,700g/個(t=60mm)



写真－1　セラミックス素材断面

写真－2　屋上緑化への適用例

2．2　開発したILブロックの特徴

(1)保水量の向上

今回開発した保水性ブロックの断面を写真-3 に示す。写真-3 に見られるとおり、保水性ブロックの断面は多孔質である。従来、保水性ブロックの保水量はブロックの体積あたり 0.15g/cm^3 以上であるが、今回開発されたブロックは 0.20g/cm^3 を超え、0.25g/cm^3 程度保水量を確保している。

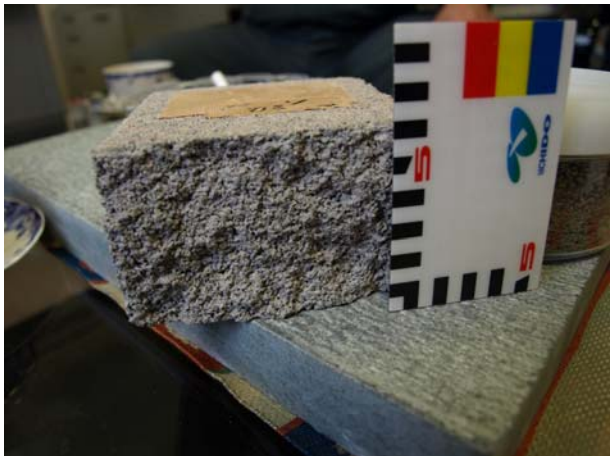


写真-3　保水性ブロック断面

従来ブロックが蓄えた水を蒸散作用で温度低減（潜熱効果）する期間が概ね 2 日程度とされている [1)]が、保水量を増加させたことで、温度低減期間も増加させることができると期待される。

また、写真-4 に示すように、保水性ブロックからいったん水が滴り落ちなくなってから、写真-5 のように保水性ブロックを傾けると、再び水が滴り落ちる現象が見られる。これは毛管現象等によって保持されている水分の他に、物理的な凹凸によって保持されている水分があることを示唆している。

写真-4　保水性ブロック
（水切り）

写真-5　保水性ブロック
（傾斜により再度水が滴る）

(2)軽量化

従来の IL ブロックは1個あたり 2.2～2.5kg あった。今回開発したブロックは常態で 1.7kg 程度であり、従来品の 70%程度の重さである。

これは 1 ㎡あたりに換算すると、従来品が 110～125kg/㎡であったものが、新製品では 85kg/㎡となり、0.25g/cm^3 程度吸水した状態でも、100kg/㎡程度となる。このように軽量化されたことから、駅前のペデストリアンデッキ等構造を軽量化することが可能となり、耐震対策にも寄与することが可能である。

3 温度低減性能

3．1 室内試験による路面温度低減性能

温度低減効果を確認するために、路面温度低減値を測定した。今回開発した保水性ブロック（保水ブロックA）と従来型の保水性ブロック（保水ブロックB）に加え、通常タイプの IL ブロックについても対象とした。評価方法と試験条件を表-2 に示し、照射時間 180 分時点での路面温度低減値を表-3に、表面温度の推移を図-1 に示す。

今回開発した保水ブロックAの湿潤時の路面温度低減値は、アスファルト舗装と比較した場合 14.9℃、通常ブロックと比較した場合 8.0℃と、従来型の保水ブロックBよりも若干低減効果が高かった。ただし 120 分程度までは従来型の温度が低い結果となっている。

乾燥状態においても保水ブロックAは、保水ブロックBと比較すると一貫して表面温度が低く、路面温度低減効果が見られる。（図1下）両ブロックの明度はほぼ同じであることから、明度の影響は無いと考えられる。保水ブロックAは多孔質構造であるため表面積が大きい。このことが熱の拡散に影響を与えている可能性も考えられる。

湿潤時の保水ブロックAと保水ブロックBの表面温度のグラフの形状を比較すると、保水ブロックBは照射開始直後の温度は低いが、その後の温度上昇が大きい。これは照射直後の蒸発量が大きく、その後蒸発量が小さくなっている可能性がある。これに対し、保水ブロックAは、照射直後を除くと温度上昇はゆるやかで、保水ブロックBと比較すると、蒸発量が安定しているものと考えられる。

表-2 評価方法と試験条件

評価項目	試験方法	備考
路面温度低減値（℃）	路面温度低減値を求めるための照射ランプによる供試体表面温度の測定方法	舗装性能評価法（別冊） 湿潤：最大保水状態 乾燥：110℃,12時間乾燥

表-3 路面温度低減効果（湿潤時）

比較供試体	ブロック種別	路面温度低減値（℃）
密粒度アスコン	保水ブロックA	14.9
	保水ブロックB	13.7
通常ブロック	保水ブロックA	8.0
	保水ブロックB	6.8

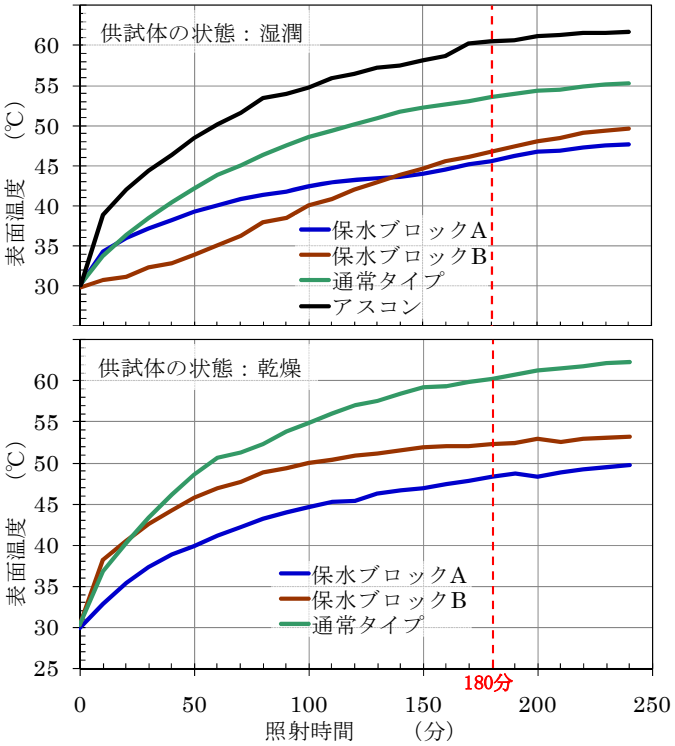


図-1 照射ランプによる表面温度の測定結果

写真-6 試験施工区間

3．2　実路面での路面温度低減性能

今回開発した保水性ブロックを石川県小松市で施工した状況を写真-6 に、サーモグラフィーによる温度の測定例を写真-7、写真-8 に示す。

当日の雲量は 10 と、ほぼ全天が雲で覆われた状況の中、前日に散水した区間を測定した写真-6 では、アスファルト舗装が 44℃以上であるのに対し、保水性ブロックは 40℃弱と路面温度低減効果が見られた。また、11 日間降水が無かった写真-7 の区間では、夜間（20 時）での舗装温度は、アスファルト舗装が 35℃強に対し、保水性ブロックは 33℃程度であり、ある程度の路面温度低減効果が見られた。

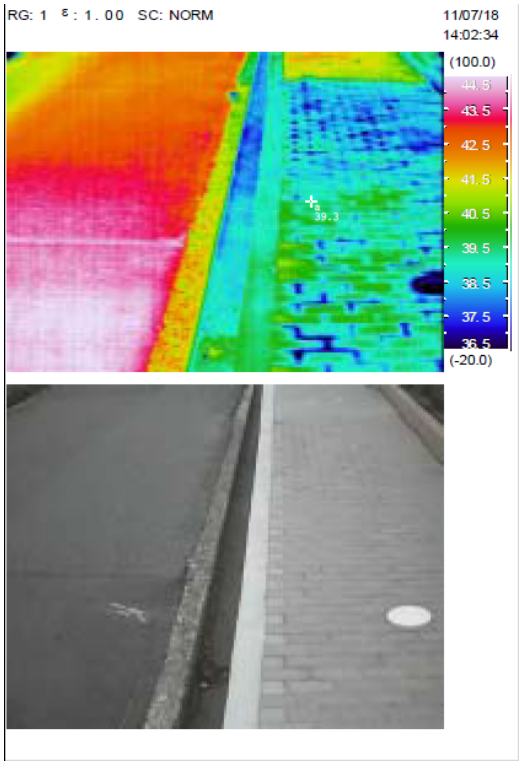


写真-7　路面温度の測定例
前日散水　測定時間 14 時
左：アスファルト／右：保水性ブロック

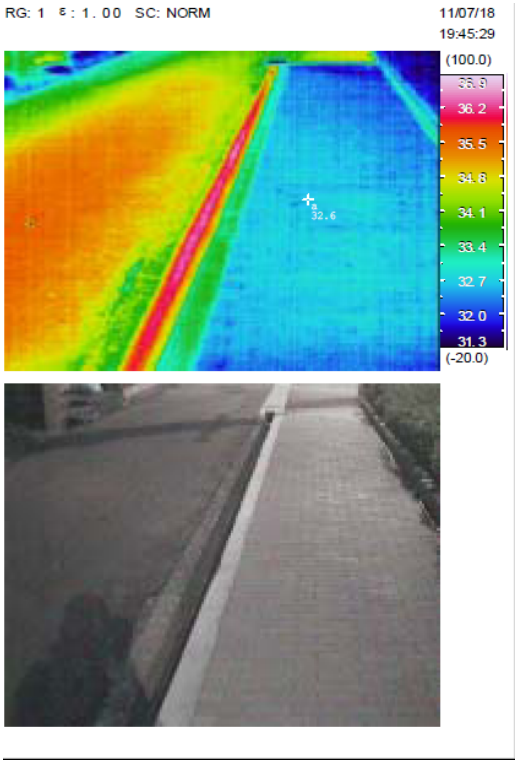


写真-8　路面温度の測定例
無散水　測定時間 20 時
左：アスファルト／右：保水性ブロック

4．まとめと今後の課題

以上、述べてきた本研究の室内や試験施工での検討結果をまとめると次のようであった。

- 保水性能は一般的な保水性ブロックを大きく超えた保水性能であった。
- 路面温度低減性能は従来型保水ブロックと同等か若干上回る結果であった。
- 路面温度低減期間については、改善が期待されるものの、現状では把握できていない。

今後は、路面温度低減性能と低減期間についての確認を進めていくとともに、配合についても検討を行い、曲げ強度と保水量の増加について取り組む予定である。

（参考文献）

1）永井茂、青木清隆、大山和重：保水性ブロックの温度低減効果について、舗装 42-4(2007)pp19-24

第2会場

第Ⅳグループ

消波・被覆ブロック（アクアリーフ・ペルメックス）による環境共生

株式会社不動テトラ　ブロック環境事業本部　○廣瀬　紀一
ブロック環境事業本部　柴田　早苗
ブロック環境事業本部　青田　徹
ブロック環境事業本部　西田　耕一
ブロック環境事業本部　萩原　照通

1　はじめに

1990 年代半ば頃から環境へ配慮する意識が高まり、港湾構造物においてもその築造にあたって、環境や生物に配慮することが求められるようになった。現在では、「自然共生型海岸づくり」が進められる等、「環境・生物との共生」は建設工事でのキーワードの 1 つとなっている。

離岸堤や潜堤などに用いられる消波・被覆ブロックには海藻類が着生し、藻場が形成されることは従来から知られているが [1)]、元来、海藻類の着生を考慮したものではない。そこで、消波効果等の本来の機能に加え、より多くの海藻類が着生し、魚類などの動物が生息できる環境を提供することを目的とした環境共生型の消波・被覆ブロックの開発を行った。これまでに全国各地で施工されてきており、富山県富山海岸および新潟県両津港海岸の人工リーフにおいて、現地施工後の効果調査を行い、良好な効果を確認したので、その結果について報告する。

2　富山県富山海岸（浜黒崎地区）人工リーフにおける調査

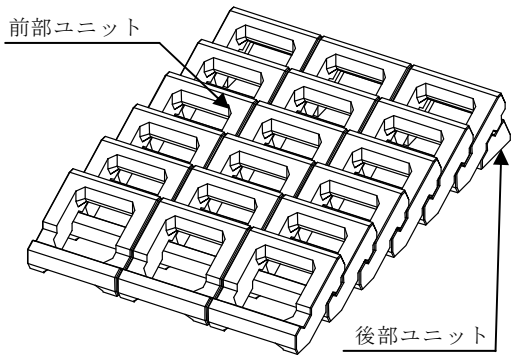
2．1　富山海岸（浜黒崎地区）の概要

富山海岸（浜黒崎地区、図－1）では、侵食対策事業として国土保全を目的に海岸防護と海浜の安定を図るための人工リーフの施工が平成 19 年度より開始され、1 基目が平成 21 年度に完成した。この人工リーフには、藻場の形成や魚礁機能などの環境共生効果の発揮を期待する人工リーフ用ユニット（アクアリーフ）が使用されている。

図－1　富山海岸位置図

2．2　アクアリーフの特徴

海藻類は、種に応じて適した水深帯に分布する。一般に、人工リーフ天端面の水深は一定であり、海藻類の着生水深帯に天端水深が一致すれば、海藻類の着生が望めるが、天端水深が一定であることから生物相は単調であることが予想される。また、捨石を被覆してしまうため、捨石上へは太陽光が到達せず、海藻類の着生は望めない。そこで、水深方向に部材を配置し、さらには大きな空隙を設けることで生物の多様性を高くすることを目標としたアクアリーフ



図－2　アクアリーフ

（図－2）を開発した。

アクアリーフは前部ユニット（10.08t）と後部ユニット（5.96t）からなり、ユニットを斜めにかみ合わせて堤体を構築するので、全体が一体となり安定性が高く、堤体の天端はノコギリ状となり、ユニット内部の空隙とあわせて伝達波が低減される[2)]。ユニットの表面積が多く、稜線が長いため、コンブ科海藻が着生しやすく、また、捨石マウンドにもユニットの開口部により太陽光が届くので海藻類の着生が期待できる。さらに形成される空間が魚礁効果を発揮するなどの特徴を有する。

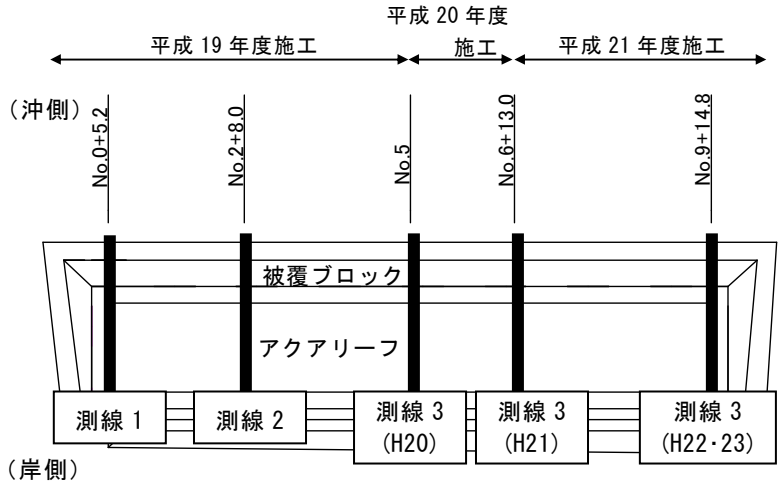
２．３　調査実施時期

人工リーフは平成 19 年度より施工が開始され、平成 21 年度に完成している。効果調査は平成 20 年度より行っている。第 1 回調査は平成 20 年 7 月 24 日、第 2 回調査は平成 21 年 4 月 13 日、第 3 回調査は平成 22 年 6 月 8 日、第 4 回調査は平成 23 年 6 月 7 日に実施した。

２．４　調査方法

各回の調査では、経年変化と新規に入植する海藻を把握するために、3 本の調査測線を設定した（図－3）。測線 1 は西側堤体端部、測線 2 は平成 19 年度施工部分の堤体中央であり、測線 3 は各年度の東側堤体端部とした。

各測線の沖側、中央付近、岸側のブロックにおいて、着生している海藻類の目視観察を行い、写真撮影を行った。



図－3　調査測線

２．５　調査結果

各回の調査で主に観察された海藻類を表-1 に示す。

２．５．１　測線 1・測線 2 の調査結果

第 1 回調査では、アオサ類やフクロノリなどの小型の海藻類が優占していた。植生に測線による大きな差は見られなかった。第 2 回調査では第 1 回調査より海藻類の出現種類数が多くなっている。ブロック上ではコノハノリ類、ハバノリなどが多く観察され、捨石マウンド上にはワカメなどが見られた。第 3 回調査ではワカメ、ハバノリ、カギケノリなどがブロック上、捨石マウンド上で見られた。第 4 回調査ではブロック上、捨石マウンド上にワカメ、マクサ、ツルツルが多く見られた（写真－1）。

写真－1　アクアリーフ上のワカメ（第 4 回調査）

第 2 回調査から第 4 回調査にかけて、人工リーフの岸側で沖側より比較的海藻類の着生量が多いことが観察された。人工リーフ上での波当たりの違いが影響している可能性が考えられる。

施工から約3年7ヶ月を経過した第4回調査でも大型で多年生の海藻は見られていないものの、第2回調査以降、植生に大きな変化が無いことから、この海域の極相に達しているものと考えられる。

２．５．２　測線3の調査結果

測線3は、第4回調査の施工後約1年6ヶ月を除いて、施工から約6ヶ月後の施工端部である。いずれの調査においても、施工からの経過日数が浅く、アオサ類やサンゴモ類、ムカデノリ類などの小型海藻が多く観察された。

以上のように、生物相が貧弱な砂地にアクアリーフを施工することによって、海藻類が着生、繁茂し、多様な生物相が形成された。

表－1　主に観察された海藻類

	測線1			測線2			測線3
	沖側	中央	岸側	沖側	中央	岸側	
第1回調査	アナアオサ ツルツル	アナアオサ	アナアオサ	アナアオサ オオムカデノリ	アナアオサ	アナアオサ オオムカデノリ	アナアオサ フクロノリ ツルツル
第2回調査	アオサ類 ハバノリ ワカメ サンゴモ類 マサゴシバリ コノハノリ類 フジマツモ類	アオサ類 ハバノリ ワカメ サンゴモ類 フジマツモ類	アオサ類 アミジグサ サンゴモ類 カギケノリ類 マサゴシバリ	ハバノリ ワカメ サンゴモ類 アミジグサ	ハバノリ ワカメ サンゴモ類 アミジグサ	ハバノリ ワカメ サンゴモ類	アオサ類 サンゴモ類 ムカデノリ類
第3回調査	アオサ類 ハバノリ ワカメ サンゴモ類 マサゴシバリ フジマツモ類	アオサ類 ハバノリ ワカメ サンゴモ類 マサゴシバリ フジマツモ類	アオサ類 ハバノリ ワカメ サンゴモ類 マサゴシバリ フジマツモ類	ハバノリ ワカメ サンゴモ類 アミジグサ	ハバノリ ワカメ サンゴモ類 アミジグサ	ハバノリ ワカメ サンゴモ類	アオサ類 ハバノリ ムカデノリ類
第4回調査	アオサ類 ワカメ マクサ サンゴモ類	ワカメ ハバノリ マクサ サンゴモ類 ツルツル	ワカメ ハバノリ マクサ サンゴモ類 ツルツル スギノリ	ワカメ マクサ サンゴモ類 ツルツル	サンゴモ類 ツルツル フジマツモ	ワカメ マクサ サンゴモ類 ツルツル	珪藻類 アオサ類 スギノリ

３　新潟県両津港海岸（原黒地区）人工リーフにおける調査

３．１　両津港海岸（原黒地区）の概要

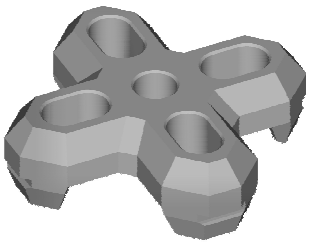
新潟県両津港海岸（図－4）は、佐渡島の玄関口である両津港に隣接する海岸であり、原黒地区では隣接する住吉地区と一体で海岸保全整備が行われ、人工リーフの施工が進められている。この人工リーフに環境との共生を特徴の一つとする被覆ブロック（ペルメックス）が使用された。

図－4　両津港海岸位置図

３．２　ペルメックスの特徴

被覆・根固ブロックの採用にあたっては、その安定性は当然のことながら、高い経済性が求められるようになってきている。そこで、優れた安定性と高い経済性を有し、さらには生物との共生を考慮した被覆ブロック（ペルメックス、図－5）を開発した。

ペルメックスは、従来の被覆ブロックに比較し、大きな開口部と4辺の切り欠きにより揚圧力が大幅に低減されるので安定性が向上する。また、ブロックの小型化による施工費の低廉化で高い経済性を有している[3)]。あわせて長い稜線と大きな空隙により海洋生物の多様な生息環境を創出することが期待できる。

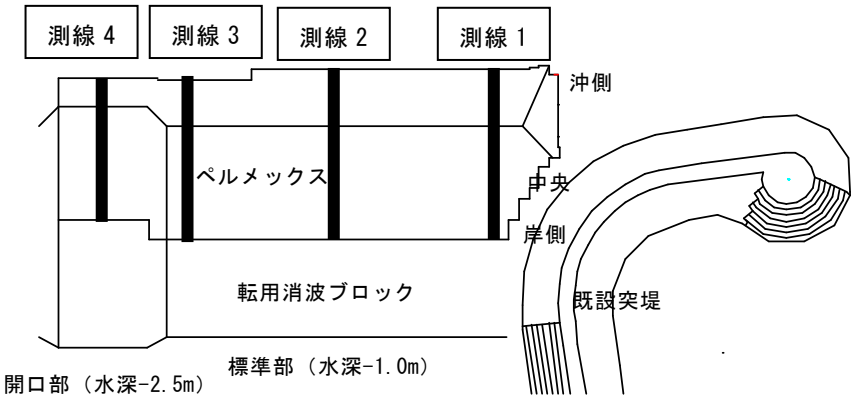

図－5　ペルメックス

３．３　調査実施時期

対象とする人工リーフは平成 22 年秋期にペルメックス 4t 型の施工がなされ、現在、延長約 100m の施工が完了している。調査は施工から約半年が経過した平成 23 年６月 15 日に実施した。

３．４　調査方法

調査測線は、設置時期と天端水深を考慮し、４本設定（図－6）した。各測線の沖側、中央付近、岸側のブロックにおいて着生している海藻類の目視観察を行うとともに、人工リーフ周辺で観察された魚類等動物類を記録した。



図－6　調査測線

３．５　調査結果

アオサ類やウミウチワ、スギノリ類などの海藻類の着生が見られたが、施工からの経過日数が約６ヶ月と浅く、着生量は少ない。しかしながら、人工リーフの捨石マウンドや近傍の突堤にはアカモク等のホンダワラ類やワカメなどの着生が観察されたことから、来春以降、これらの海藻類がペルメックスに着生することが予測される。

写真－2　イシダイの幼魚の蝟集

なお、人工リーフ周辺でのメジナやイシダイ（幼魚）などの蝟集（写真－2)、ペルメックスの開口部や海底との空間を利用するアイナメやウニなどが観察されるなど、魚礁効果が見られ、ペルメックスが有する環境との共生効果が現れ始めていた。

４　おわりに

環境共生機能の付加を開発目標の一つとしたアクアリーフ、ペルメックスが使用された人工リーフにおいて、その効果を把握するための調査を実施した。その結果、海藻類の繁茂や魚類等の蝟集が観察され、これらのブロックの環境共生機能が確認された。今後は、他の海域も含めた調査を継続し、さらに環境共生型ブロックについての知見を蓄積していく予定である。

参考文献

1) 武藤・外崎 (1985) : 防波堤築造による魚礁効果について－御前崎港魚礁効果調査報告書－, 港湾, 62(5), 73-82

2) 浜口ら (1991) : 水産協調型潜堤の開発, 平成 3 年度日本水産工学会学術講演会論文集, 67-68

3) 浜口ら (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, 54, 961-965

建設現場の省エネ・節電を管理するスマートサイトシステム

清水建設　土木技術本部　技術開発部主査　　横山　勝彦

1　はじめに

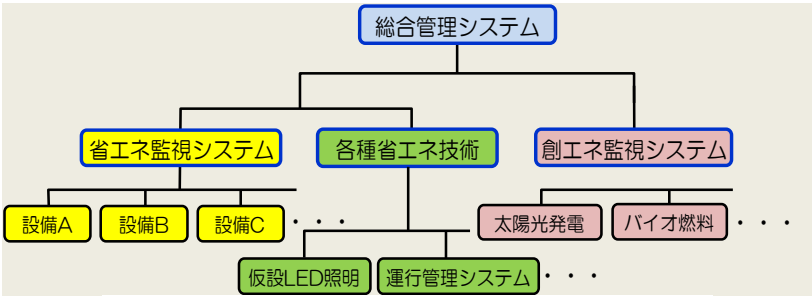
大型の機械・重機や多くの電気設備が使用され大量のエネルギーが消費される建設事業においては省エネ・CO_2削減は重要な取り組みである。さらに、東日本大震災以降、建設現場における節電の重要性も高まっている。そのため、建設現場では、重機やダンプ等のエコ運転やアイドリングストップなどの省エネ活動、消灯ルールの徹底などの節電活動等が行われている。しかしながら、建設現場においては大量の電力を消費するものの、消費電力量は月毎での総量管理しか行われていないのが現状である。また、前述した省エネ対策における日常の取り組み活動においても、定性的な取り組みが多く、定量的に効果を把握することは困難であった。

こういった背景から、最新のＩＣＴを活用して、現場の各設備の電力使用状況および省エネをリアルタイムで監視（見える化）するとともに、各種の省エネ・創エネ技術を総合的に一元管理し、定量的な省エネ・節電・CO_2削減の管理を実現する「スマートサイトシステム」が開発された。

本論文では、スマートサイトシステム（以下、本技術とする）の概要および適用事例について述べる。

2　スマートサイトシステムの概要

本技術は、図－1 に示すような複数のシステム・技術から構成され、各現場の状況に応じて任意に各システムを組み合わせて適用される。

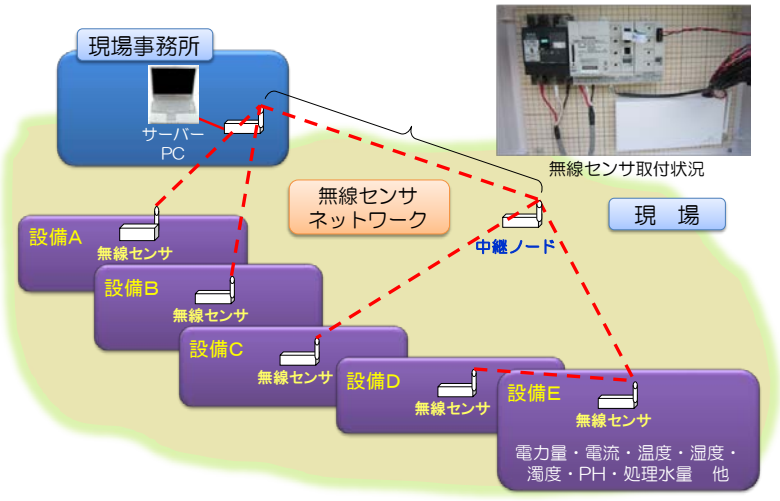


図－１　スマートサイトシステムの構成

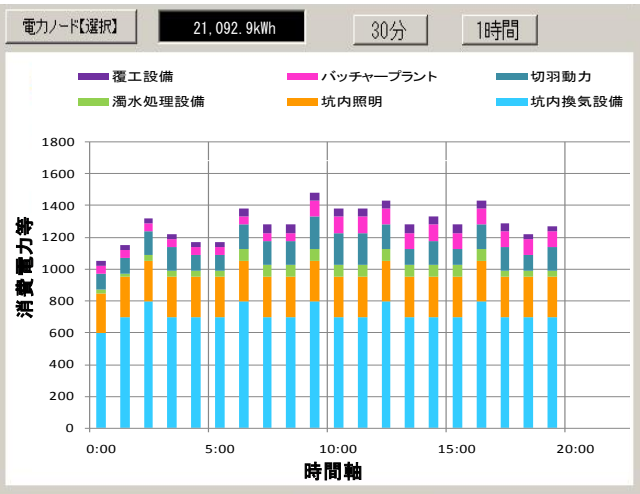
2．1　省エネ監視システム

省エネ監視システムは現場内各設備の電力情報や環境情報を「見える化」する技術であり、無線によるネットワークを用いて現場内に分散する情報を収集し、現場事務所で一元管理するシステムである（図－２）。

電力情報を監視する場合、監視対象とする現場内の電力使用設備を選定してセンサを設置する。そこから得られた情報は無線センサにより送信され最終的に現場事務所のサーバ



図－２　無線センサネットワーク概念図



図－３　省エネ監視画面イメージ

図－４　各種省エネ技術

PC に収集される。図－３に省エネ監視画面イメージを示す。

２．２　各種省エネ技術

各種省エネ技術は、個別に CO_2 を削減し省エネ・節電を実現する様々な技術であり、現場毎に任意に選択される（図－４）。

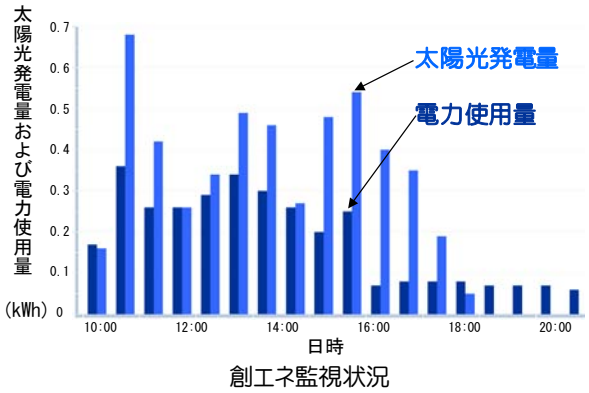
２．３　創エネ監視システム

創エネ監視システムは、現場において創りだされたエネルギーを「見える化」するシステムである。図－５に太陽光発電による創エネ監視例を示す。

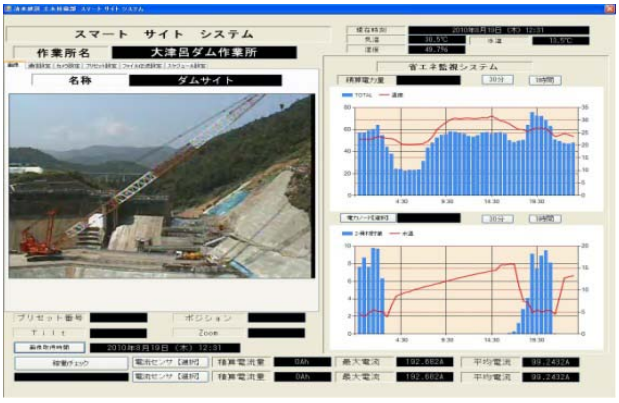
２．４　総合管理システム

総合管理システムは、本事務所において現場全体の省エネや創エネ、CO_2 削減状況を一元管理するシステムである。本事務所にいながら、現場の状況が即座に視認できるとともに、省エネ・創エネ監視システムや各種省エネ技術から送られて来たデータを組み合わせることで現場の様々な状況の見える化が図られ、戦略的な省エネ・CO_2 削減対策を行うことが可能となる（図－６）。

180wソーラーパネル×12枚（=最大2.16kw）



図－５　太陽光発電による創エネ監視例



図－６　総合管理システム監視画面

3　スマートサイトシステムの適用事例

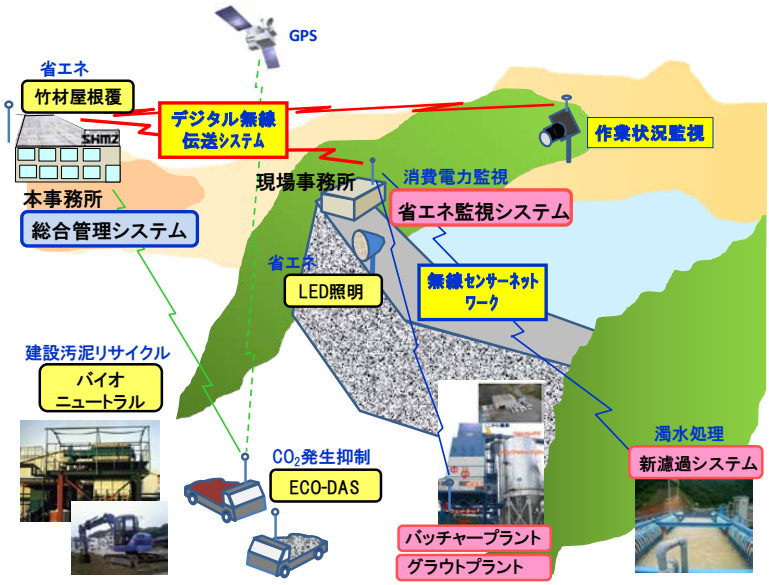
スマートサイトシステムの適用事例として、福井県大津呂ダム建設工事での適用事例について説明する。

福井県発注の大津呂ダム建設工事は、福井県大飯郡おおい町本郷（佐分利川水系大津呂川）に、洪水調節・治水・利水・水道用水確保を目的とした大津呂ダムを建設するものである。本工事の概要を表－１に、導入した本技術の適用状況を図－７に示す。

以下、大津呂ダムにおける本技術適用効果の一部と現場全体の CO_2 削減効果を紹介する。

表－１　大津呂ダム工事概要

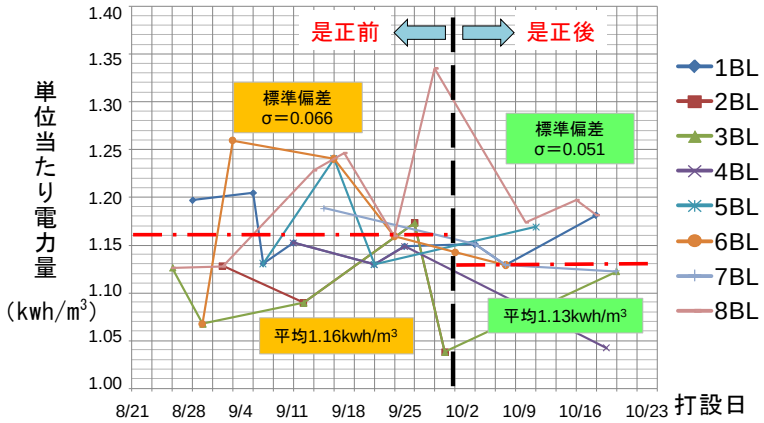
工事名称	大津呂ダム建設工事（ダム本体工事）
工事場所	福井県大飯郡おおい町本郷
発注者	福井県
主用途	多目的ダム
ダム形式	重力式コンクリートダム
堤高	40.6m
堤頂長	158.5m
堤体積	75,580m³
工期	平成 20 年 3 月 19 日～平成 24 年 3 月 23 日



図－７　大津呂ダムでのスマートサイトシステム適用事例

3．1　省エネ監視システムによるバッチャープラント運転管理

大津呂ダムの現場では省エネ監視システムにより、コンクリート打設中にバッチャープラントのコンクリート製造待ち時間におけるミキサーおよび骨材搬入用ベルトコンベヤが日常的に空運転している状況が発見された。その指導･是正を実施した事例を図－８ に示す。これは、コンクリート打設ブロック別に１m³当たりの電力量推移を示したものである。導入当初はコンクリート打込み時の１m³あたりの使用電力量の平均値は 1.16kwh であったが、本データ入手後、省エネ運転指導を実施した結果、使用電力量の平均値は 1.13kwh に低減し、消費電力は 3%低減した。また標準偏差も 0.066 から 0.051 に小さく、ばらつきも少なくなり、現場での無駄・ムラを是正できた。



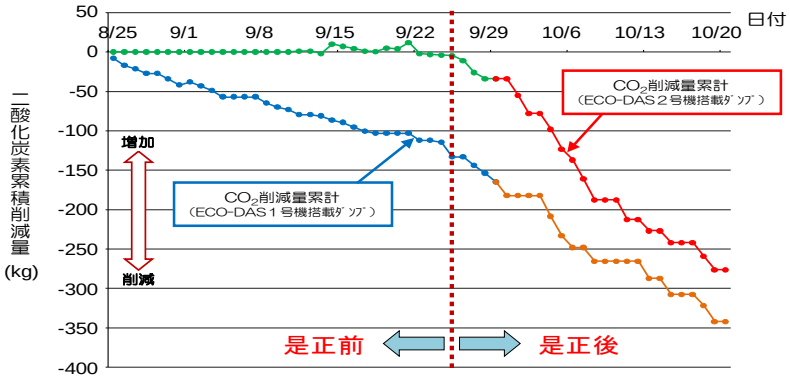
図－８　ブロック別コンクリート１m³当たり使用電力量

3．2　ECO-DAS による車両運行管理

ECO-DAS（Eco-Drive Assist System）は図－９に示すような車載モニタを工事用車両に搭載して、運転状況から CO_2 排出増減量

図－９　ECO-DAS 車載モニタ

をリアルタイムに算定し、運転状況を評価点で表示する車両運行管理システムである。具体的には、車載モニタに内蔵した GPS と加速度センサにより、急加速・減速の頻度、速度超過や長時間のアイドリング状況を確認し、標準的な運転に対する CO_2 排出増減量を算定・表示を行う。そして、エコドライブ評価点により、車載端末と事務所で運転状況を認知できる。車載モニタはシガーソケットの電源供給だけで利用可能であるため、不特定多数の車両への乗せ換えが容易である。



図－10　ECO-DAS 搭載ダンプの CO_2 排出量改善度合いの事例

大津呂ダムでは、ECO-DAS 搭載車両を一週間間隔で変更し、現場全体への省エネ運転展開の実現を図った。図－10 に導入効果の一例を示す。ECO-DAS はすでに数現場において適用済であるが、参考までに、ECO-DAS の適用による CO_2 の削減実績は、標準運転に比較し、都内では最大 17%であった。

３．３　バイオニュートラル

バイオニュートラルは、セメント含有汚泥に発酵促進剤を添加・撹拌することにより、嫌気発酵で、含有する六価クロムを低減すると同時にｐＨを低下させて無害化する技術である。従来は、セメント含有汚泥は産業廃物処分であったが、現場内で盛土等に再利用することで産業廃棄物処分場までの搬出車両が不要となり排出 CO_2 を大幅に削減できた。

３．４　現場全体の CO_2 削減効果

大津呂ダムにおいて、本技術の導入から提体打設完了までの半年あたりの CO_2 削減実績を表－２に示す。

表－２　大津呂ダムにおける CO_2 削減効果

システム名称	目　的	技　術	CO_2削減量	備　考
省エネ監視システム	消費電力監視	省エネ監視システム	2ton	待機電力を削減
サブシステム	排出CO_2抑制	ECO-DAS	20ton	ダンプを対象
	省エネ	仮設LED照明	2ton	
		竹葺き屋根	2ton	夏季1.4℃低下
	リサイクル	バイオニュートラル	96ton	
	節電	壁面緑化	試算せず	
合計			122ton /半年あたり	

４　おわりに

スマートサイトシステムの導入によってリアルタイムに電力消費量が把握できるようになり、施工現場でのムラ・ムダの「見える化」が実現した。具体的な改善効果が数字に示され、省エネ・CO_2 削減量が「見える化」されることで、作業員への意識付けが明確になり、作業所全体のモチベーションアップにつながってきている。

スマートサイトシステムは、施工中の CO_2 削減の定量的な管理手法としてダム工事に初適用されたが、現在はトンネル工事において適用中である。今後は、それ以外の工種へも広く適用を検討し、建設現場での CO_2 削減・省エネ・節電に、より一層活用していく方針である。

断熱パネルを用いた型枠工法

五十嵐建設工業株式会社　建築部長　　○江田　広幸
リフォーム・コンバージョン部次長　　伊藤　仁

1　はじめに

本工法は、鉄筋コンクリート造建築物の型枠工法である。型枠材料に発泡プラスチック系の（種類名称：ビーズ法ポリスチレンフォーム）型枠兼用断熱パネルを使用し、コンクリートを打設する。そのため、コンクリート打設後の型枠解体・断熱工事が不要となり、作業工程の省略および省力化が図られ、工期が短縮できる。また、型枠兼用断熱パネルを使用する部位は、木製型枠材料を使用しないため、貴重な森林資源の保護に寄与するとともに、不要となる木製型枠材料の廃棄量を縮減できる。

断熱パネルを型枠として使用する場合、型枠を撤去しないためコンクリート打設面を目視できないというデメリットが存在する。そのため当社では、独自の空洞探査システムを導入し、空洞・ジャンカ等、不具合箇所の発見を可能とした。

2　工法概要

本工法は、木製型枠に換えて、型枠兼用断熱パネルを（株式会社　ＶＥＲＩＴＡ製　　ＪＵＳＴ　ＰＵＬＩＴＯ）を使用する（写真‐１）。

作業工程としては、配筋作業の後、木製型枠の作業工程同様にその両面に鉄筋を挟み込む様に型枠兼用断熱パネルを設置する。断熱パネルの上端・下端には接合用の凹凸があり組立作業は容易に行われる様配慮されている。また、組立にはコの字型の専用セパレーター（ジャストプリート両断熱用セパレーター）（写真－２）を使用し、断熱パネル内部の樹脂製セパレーター留具に対し、上から挿入し断熱パネル同士を固定する（写真‐３）。このセパレーター留具は、従来天端が平坦になっており、挿入したセパレーター（断面は円形）が自由に回転できるものであった。

そのため、設置した断熱パネルの安定性が悪く、作業性の低下、コンクリート打設時の断熱パネルの変形等の不具合があった。これに対し、当社では、セパレーター留具の天端に凹加工を施し、挿入したセパレーターがその凹部にはまり込むことにより、セパレーターの自由回転を防ぎ、組立作業時の安定性、コンクリート打設時の変

写真－１　断熱パネル

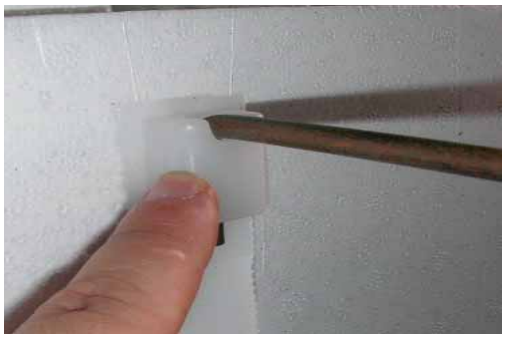
写真－２　セパレータ

写真－３　型枠組立状

形を抑制できる様に改良した（写真－４）。

断熱パネルの設置が完了した後、木製型枠工法同様、単管・チェーン等を使用しコンクリート打設の為に型枠兼用断熱パネルを補強する。

次に、コンクリート打設を行い、所定養生期間経過後、単管・チェーン等を解体するが、この段階で、本工法は断熱工事も終了している。



写真－４　改良型セパレーター留

型枠兼用断熱パネルとコンクリートの界面は、付着も良好で、コンクリート打設後の断熱パネルは構造物の一部として機能する。

3　性能試験

本工法で使用する、型枠兼用断熱パネルについては、「財団法人　建材試験センター」にて性能試験を行いＪＩＳ　Ａ　９５１１：２００６Ｒ発泡プラスチック保温材の基準に適合することを確認した。

この結果は、現場発泡ウレタンに換算した場合、厚さ４３㎜に相当（断熱パネルのＲ値＝１．５３６片面）し、次世代省エネルギー地域区分のⅢ地域に適用している。

4　空洞探査

断熱パネルを用いた型枠工法は工期短縮と、室内空間の断熱の面では優れた工法であると言える。しかし、コンクリート打設終了後に型枠兼用断熱パネルを外さない為、断熱材内部のコンクリート充填状況が目視できないデメリットがある。そのためコンクリート内部の空洞（ジャンカ）等の確認には、現場において、あらかじめ計画された場所、及び任意の場所の断熱パネルの一部を撤去し内部のコンクリートの状況を目視確認していた。

そこで、状況を打開すべく断熱材内部のコンクリートの状況を非破壊で検査する方法を模索した結果、鉄筋探査で使用する電磁波レーダー法に着目し、技術開発を行った。

鉄筋探査機（写真‐５）は、電磁波レーダーと呼ばれ、鉄筋探査、空洞探査に広く利用されている。

写真‐５　電磁波レーダー

その原理は、インパルス状の電磁波をコンクリート内へ送信アンテナから放射すると、その電磁波がコンクリートと電気的性質（比誘電率・誘電率）の異なる物体（例えば、鉄筋・埋設管・空洞等）との境界面で反射する。それを受信アンテナで受信し、それにかかる往復の伝搬時間から反射物体までの距離を計算するとその位置を求めることができる装置である(1)。

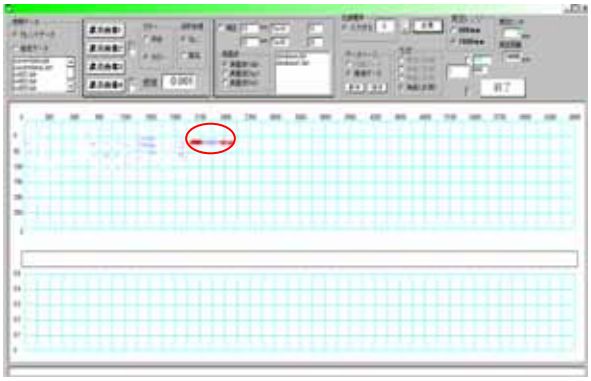
この電磁波レーダーの空洞を探査する能力は、コンクリート表面に断熱材（発泡ポリスチレン）が無いことが前提で、本工法の様に、コンクリート表面に断熱材がある場合は、良好な結果が得られないことが、以前、当社にて行った、試験体の空洞探査実験から明らかになっていた。

しかし、コンピューターの独自プログラムによって、鉄筋探査機単体にて得られたデータを解析

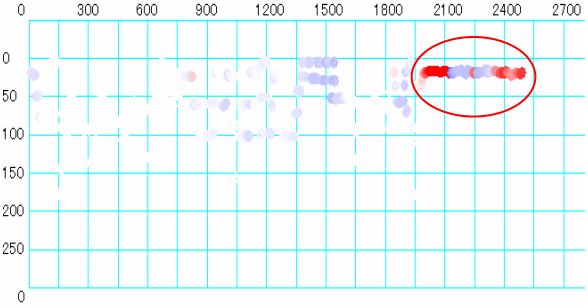
することで、断熱パネルを介したコンクリート内部の空洞確認を可能にした。

当社では、試験体による空洞探査試験を繰り返し、最終的には、コンクリート表面から 4 ㎝奥にある空洞（試験体の場合は、空洞に見立てた発泡ポリスチレン）まで確認することが出来た。

数回に及ぶ試験体での空洞探査試験を経て、実際に当社で施工中の建物で実証試験を行った。実証試験では、型枠兼用断熱パネルの上からコンクリートを探査し、そのデータをパソコンの空洞探査プログラムにて（図‐１・図－２）解析し、そこで得た空洞の表示部を現地で再現し、その位置の断熱材を一部剥ぎ取って空洞があるかどうかを確認した（写真‐６）。その結果、2～3 箇所のジャンカを発見することができた。



図－１探査プログラム画



図－２探査プログラム画

このように、断熱パネル内部のコンクリートの状態を可視化することが可能となり、断熱パネルを用いた型枠工法のデメリットであった課題を解消することができた。

5　おわりに

当社では、本工法を通じ。木製型枠の使用量を削減することで、森林資源の保護に寄与するとともに、工事で排出される木材の産業廃棄物処量を低減することで、環境にやさしい工法として、広く社会に普及させ地域経済に貢献していきたいと考える。

写真－６現場実証試験結果

参考文献

(1)　社団法人日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'04［基礎編］2004 年 1 月 30 日

土粒子回収循環システムの開発

㈱郷土建設藤村組　特殊工事事業課長　　小島　宏之

1　はじめに

ボーリング工事等ケーシングを用いて地山を削孔する工事においては、濁水が発生する。この濁水をそのまま河川放流することは法律で禁止されており、法律で決められた範囲まで濁度を下げて（透明度を高めて）河川放流する必要がある。従来工法としては濁水プラントを設置して、濁水処理をしてから河川放流してきた。

またグラウンドアンカー工等でグラウトミルク等を使用するケースでは、そのセメント成分により、発生する濁水が高アルカリになり、ＰＨ処理を行い、河川放流する必要がある。

１．１　開発の目的

濁水処理、ＰＨ処理を従来工法の濁水プラントに比べ、安価で、維持管理も簡単にしたいという目的で開発した。

１．２　本工法の原理

本工法の原理は削孔する水に凝集剤を溶かし込み、「土粒子回収性状」（動いている時は土粒子を捕まえ、動きが止まると土粒子を放す）を与え、その削孔水を循環して削孔する。経路が閉じているため、工事が終了するまでは基本的には現場外へ濁水が流出することが無く、工事完了後に削孔水の濁度とＰＨを許容範囲内に調整し、河川放流する。また閉回路の一部にはフィルター層を設け、濁水を自重脱水することにより、処理する土粒子の量を削減する機能を有する。

「土粒子回収性状」を与えた削孔水にて地山を削孔して濁った削孔水の時間的変化（土粒子の分離状況）を写真－１に示す。採取直後写真のように閉じた経路を流れている間は濁っているが、その動きが止まると（流速が極度に遅くなると）土粒子は沈降し始める。５分ほどで土粒子部分は４分の１程度にまで分離沈降する。この上澄水を再度削孔水として使用することにより閉回路とし削孔を繰り返す。削孔水の土粒子回収性状が低下して来たら（土粒子分離能力が落ちてきたら）、閉回路内に設けてある凝集剤水溶液を加え、土粒子回収性状を回復させる。

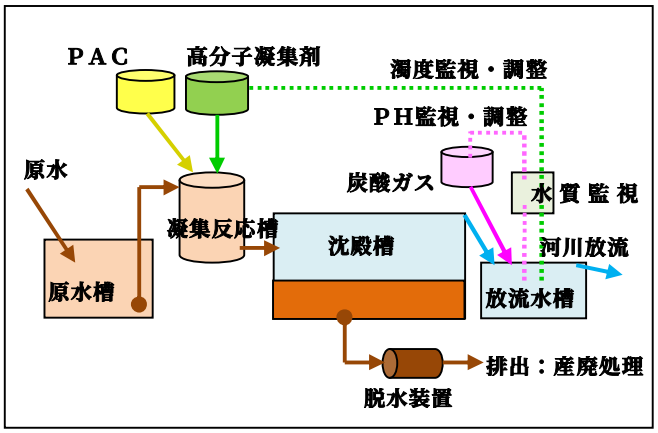
採取直後　　１分後　　３分後　　５分後

写真－１　削孔水の時間的変化（土粒子の分離）

2　システムフロー（従来工法との比較）

2．1　従来型濁水処理システムフロー

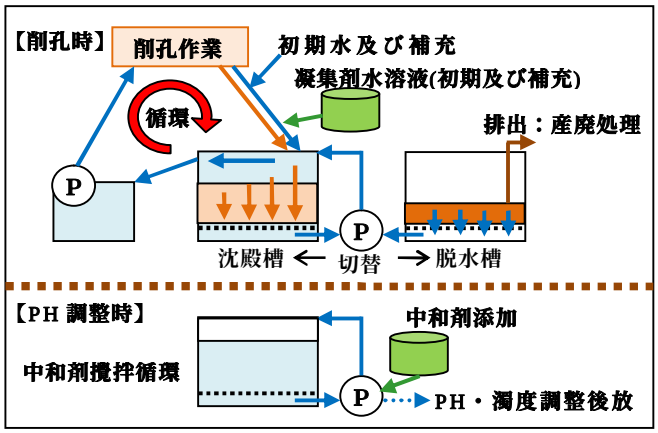
従来型濁水処理プラントのシステムフローを図－１に示す。原水槽に導かれた濁水は原水ポンプにて凝集反応槽へと送られ、PAC と凝集剤を添加し攪拌する。これを沈殿槽へ送り土粒子フロックは沈澱させる。上澄は放流水槽へ送られ PH 調整の後河川放流される。濁度を監視し、PAC、凝集剤の添加量を調整する。沈殿槽にて沈澱した土粒子は、脱水装置へ送られ脱水し産業廃棄物として搬出される。



図－１　従来型濁水処理システムフロー

2．2　土粒子循環システムフロー

本工法のシステムフローを図－２に示す。循環削孔する水（20～30m3）に凝集剤水溶液を加え攪拌し、「土粒子回収性状」を与える。これにより削孔水は流速の緩やかになった沈殿槽において、土粒子のみが分離し槽の下に沈降する。上澄は再度削孔装置へ送られ削孔する。この循環を繰り返す。土粒子回収能力が弱まってきたら、循環回路に設置してある凝集剤水溶液を添加する。沈降した土粒子が多くなったら、槽を切替え脱水槽として使用する。自重脱水した土粒子は産業廃棄物として搬出する。作業完了後、不要になった循環水は PH 調整後、河川放流する。



図－２　土粒子回収循環システムフロー

3　脱水フィルター部

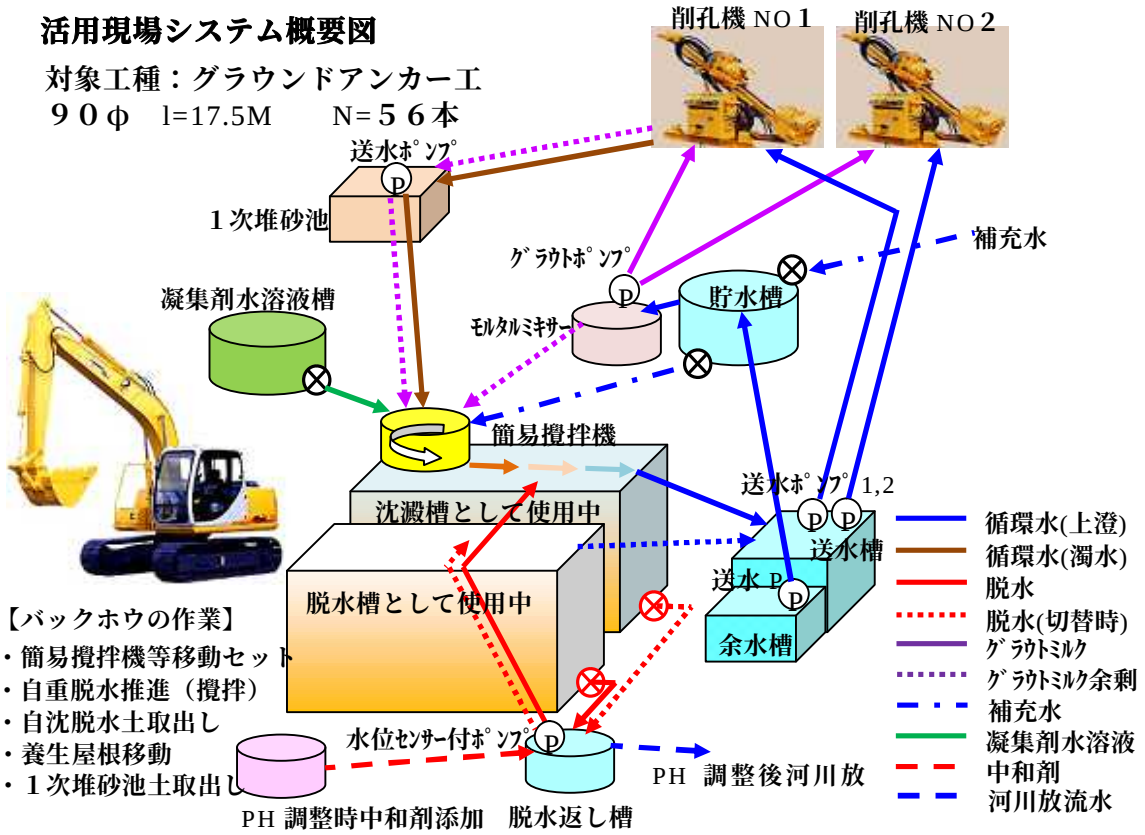
写真－２は沈澱槽・脱水槽下部フィルター層を示す。このフィルターの上にクラシャーランにて保護層を作る。沈殿した土粒子の水分をこのフィルター層を通して排出する。槽下部には排水管が設置してあり、切替槽に配管されている。写真－３は自重脱水完了後、搬出前の土粒子状況を示す。グラウンドアンカー工等でセメントを使用すると、余剰セメントで不透水層が形成され、自重脱水の妨げとなる。自重脱水を促進するには不透水層の破壊が必要となる。自重脱水水量が少なくなってきたら、バックホウ等で攪拌し、自重脱水を促進する。

写真－２　脱水フィルター部

写真－３　脱水状況

4　システム稼働状況

4．1　活用現場使用例システム概略図



図－３　活用現場システム概要図

4．2　システム稼働状況

写真－４　システム稼働状況

写真－４において、右側から流入した濁水は沈殿槽の中をゆっくりと流れ左側の排出口より送水槽に流れていく。この間に循環水は土粒子を放し、土粒子のみが沈殿してゆく。右上の黄色いタンクには凝集剤水溶液（エコマッドクリーナー）が貯蔵されており、凝集能力が低下した時に添加する。土粒子がある程度溜まってきたら、タンクを切り替えるか、バックホウで土粒子を脱水槽に移動する。

写真－５は沈殿槽上澄から送水槽への流入状況。循環水はかなり透明。この透明度が落ちてきたら、循環水の凝集能力が低下してきたと考えられる。その段階で凝集剤水溶液（エコマッドクリーナー）を添加し、凝集能力を回復させる。低下する原因は脱水した土粒子の残留分や雨水・湧水の混入等が考えられる。

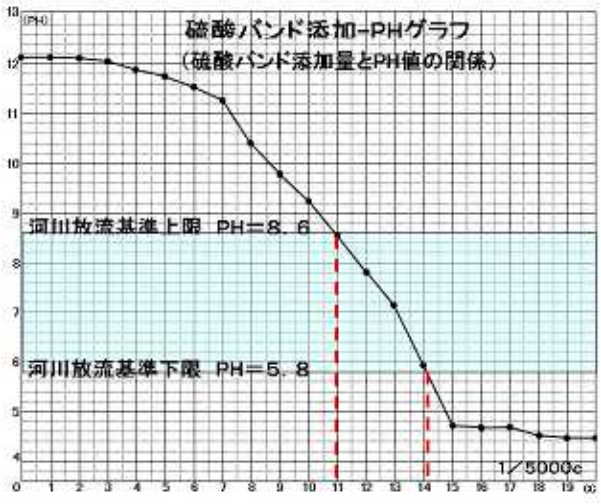
写真－５　循環水の透明度

5　PH 調整

グラウンドアンカー工等において、グラウトモルタルやグラウトミルクを使用する削孔工事では、循環水がセメント成分により、高アルカリ（PH＝１２～１３）となる。このため河川に放流するには河川放流基準値内（PH＝５.８～８.６）に中和する必要がある。

サンプル水（5,000CC）を採り、中和剤（硫酸バンド）の滴下による PH の低下グラフを作成する（図－４）。このグラフより 5,000cc 当りの添加量を求め、処理する循環水の量の倍率により実際の添加量を求める。これを循環経路に投入し１～２時間循環することにより PH を安定させる。

濁度が基準値内にない時は、凝集剤水溶液を加え透明度を高め基準値内にする。これにて河川放流する。



図－４　PH 調整グラフ

写真－６　中和剤添加

写真－７　調整後 PH

6　自重脱水土粒子搬出処理

自重脱水後の土粒子は現場搬出の場合産業廃棄物処理が必要となる。一般的には汚泥吸引車での搬出となるが（写真－９）、砂質系で脱水状態が良好なケースでは、ダンプ搬出が可能となる（写真－８）。

写真－8　ダンプ搬出状況

写真－9　汚泥吸引車搬出

7　結び

開発より 5 年程が経過し「Made in 新潟 新技術普及活用制度登録」や「NETIS 新技術情報提供システム登録」の効果もあり、ここ 2 年ほどの間に活用してもらえる現場が増えてきました。（平成 23 年 7 月末現在で活用完了現場 24 件、活用中 3 件、活用予定 4 件）

簡単な方法で濁水処理、PH 処理でき、環境に優しい技術としてもっと普及して欲しいと願っています。