情報化施工の特性を活かした施工管理基準

辻野　直義

[1]近畿地方整備局　大阪国道事務所　施設管理課（〒536-0004大阪府大阪市城東区今福西2丁目12番35号）

情報化施工は，情報通信技術（以下，ICTという）を活用し建設施工の生産性向上，品質確保，労働者不足への対応など，建設施工が直面している諸課題に対応する技術であり，国土交通省では，普及に向けて情報化施工推進会議が行われ，平成25年には「使うから活かす」をテーマに環境整備の必要性が明記されている．さらに平成27年度に発表されたi-ConstructionでICTによる一層の生産性向上などが求められている．本報告は，土工の出来形管理に着目し，情報化施工の特性を活かした多点計測データを用いた出来形管理（以下，面的管理という）の実現に向けた基礎資料として実現場を対象に，管理断面以外の施工箇所の出来形実態を調査し，その検討結果を報告するものである．

キーワード　：情報化施工，施工管理基準，i-Construction

1. はじめに

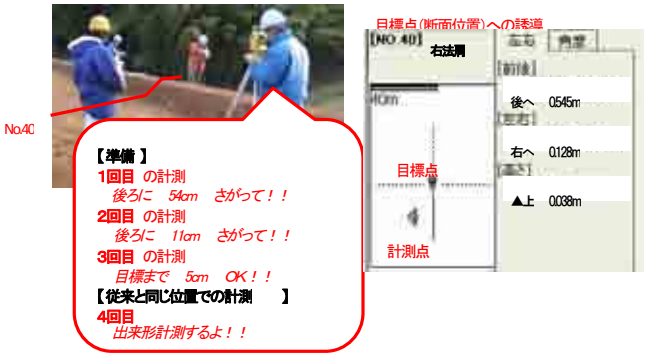
国土交通省では，建設工事における生産性の向上，品質確保，労働者不足への対応などを図ることをができる情報化施工の普及促進に取り組んでおり，平成25年度から「一般化推進技術」として，①10,000m3より少ない土工を含む工事におけるトータルステーション（以下「TS」と記す）の出来形管理技術，②TS・衛星測位システムによる締固め管理技術，③グレーダのマシンコントロール（以下「MC」と記す）技術，④ブルドーザのMC技術，⑤ブルドーザのマシンガイダンス（以下「MG」と記す）技術，⑥バックホウのMG技術の計６技術が指定され，その中でもTSの出来形管理技術は10,000m3以上の土工を含む工事で使用原則化を図り，積極的な普及促進を図ってきた．

さらに，平成27年度からは，設計から検査までの各プロセスにおいてICTを積極的に活用することで建設施工の生産性の向上を図るi-Constructionのうち「土工におけるICTの全面的な活用」の実現に取り組んでいる．

これらの取組みにおいて，現状では情報化施工で用いる3次元設計データと，無人飛行機（UAV）を用いた空中写真測量やレーザースキャナー等で得られる多点計測データを用いた出来形管理に対応する管理基準や規格値が無いため，出来形管理や検査の段階では従来手法と同様に管理断面での計測，施工管理，検査を行う必要があり，情報化施工の特性を活かしきれていないことが課題とされている（図-1）．

このため，情報化施工の特性を積極的に活用し，施工管理や検査の効率化を実現するための環境整備として，多点計測データを用いた出来形管理手法の構築と出来形管理基準や規格値の策定が求められている．また，多点計測データを用いた出来形管理の実現に向けては，従来施工と同等の出来形確保とともに，現場実現性の高い新たな基準と規格値の策定が必要である．

本報告では，土工の出来形管理を対象に，面的管理の対象となる実現場において，管理断面以外の施工箇所の出来形実態を調査し，面的な出来形管理の策定に反映すべき事項をとりまとめたものである．



【効率化が期待される作業】
現状は，断面上での設計値との対比を行うために出来形管理を行う断面への誘導計測を行う．同位置の検査準備として目串等を設置する．

図-1　従来手法（断面管理）による土工の出来形管理

2. 面的管理手法の概要

(1) 多点計測技術の特徴

従来の出来形管理は管理断面上での寸法（幅や長さ）と法肩や法尻の高さなど，測定者が管理断面上の計測箇所を指定して計測・管理されている．一方，TSを用いた出来形管理技術では，測定者が指定する任意箇所の3次元座標が取得可能で，任意箇所での出来形を確認でき

る．さらに，無人飛行機（UAV）による空中写真測量やレーザースキャナー等による3次元の多点計測技術は，管理断面上の法肩や法尻などの特定の計測箇所を指定した計測ではなく，対象範囲の任意箇所を短時間に計測をすることを得意とする技術である（図-2）．

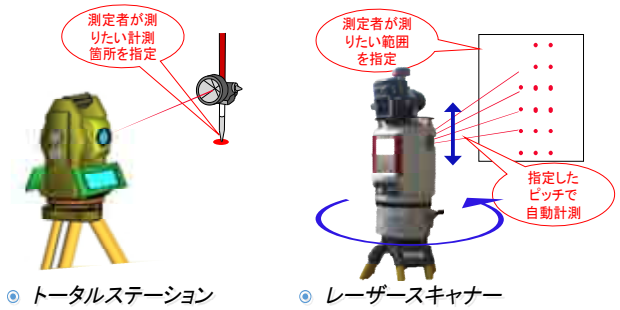


図-2　TSとレーザースキャナーの特徴（イメージ）

(2) 面的管理手法（案）

面的管理手法（案）とは，多点計測技術で取得した多点計測データを用い，従来の管理断面上での出来形管理ではなく，管理断面以外の任意箇所の３次元座標値を用いた面的な出来形管理手法（案）である（図-3）．

本手法により，情報化施工で用いる3次元設計データを活用することで，出来形管理や検査時の計測作業の効率化が期待できる．

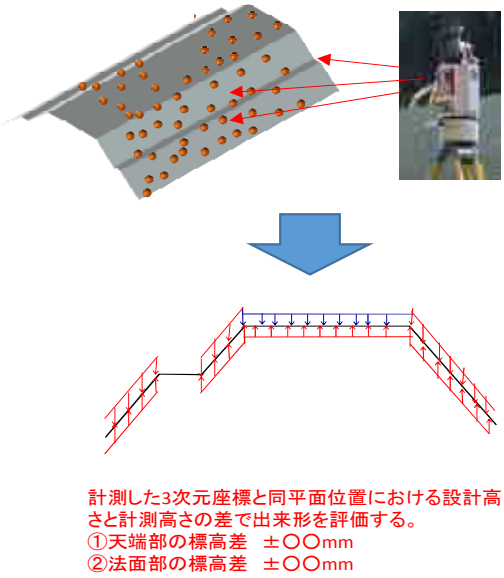


図-3　面的管理手法のイメージ

3. 現状の出来形実態の把握

従来施工と同等の出来形確保の実現に向けては，従来施工によって管理断面以外の面的な出来形の実態を把握する必要がある．このため，土工の天端部や法面部の横断方向に約２m間隔（測線を配置），測線の縦断方向に沿って約２m間隔の格子状に出来形座標の取得を行った．また，出来形座標の平面位置における計測標高と設計高さとの差により出来形実態を把握することとした（図-4）．

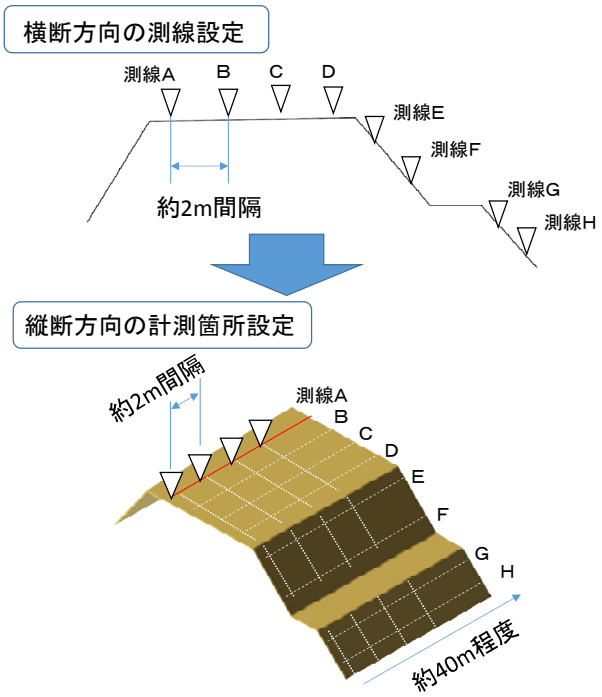


図-4　出来形実態を把握する計測箇所の設定方法

(1)　実態把握の対象作業と計測範囲

対象作業は，道路土工（掘削工，路体盛土工，路床盛土工），河川・海岸・砂防土工（掘削工，盛土工）とした．計測範囲は，盛土（又は掘削）区間が40m程度確保できる現場（連続的な機械による仕上げ作業が実施できる工事を対象）とし，図-4に示す格子状に各現場で約300点を計測した．また，各作業において，MC技術やMG技術等の情報化施工の活用の有無別に調査した．

(2)　設計値との差の確認方法

計測機器はTSを用いることとし，TSを用いた出来形管理技術で利用される3次元設計データを利用し，出来形計測座標の平面位置における設計標高との差を求めた．

(3)　実態把握結果の整理区分

調査対象となる土工において，道路土工と河川土工では構造物としての役割が異なることから出来形管理基準および規格値も異なる．また，天端部と法面部では利用する施工機械も異なる場合が多い．以上より，道路土工と河川土工，それぞれの天端部と法面部では，出来形実態の特性に違いが想定される．そのため，出来形実態の

整理においては，図-5に示す工種・作業区分・施工箇所毎に実態を整理することとした．

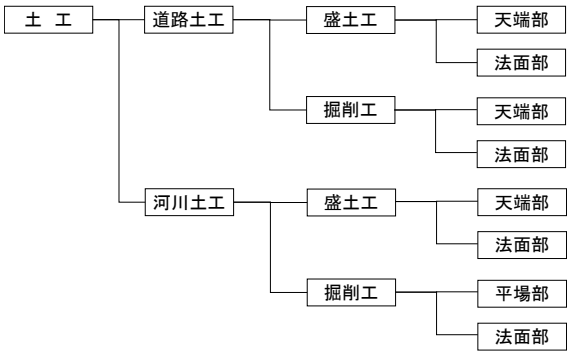


図-5　調査対象とした作業区分

4.　調査の実施

(1) 3次元設計データの作成

出来形管理の基準となる3次元設計データは，TSを用いた出来形管理技術で利用する3次元設計データを利用した．この3次元設計データは，線形（道路中心線や堤防法線）と横断形状の組合せで構成されており，断面の間は平均処理により補完することで任意箇所の3次元計測座標と同じ平面位置における設計高さが算出できる（図-6）．

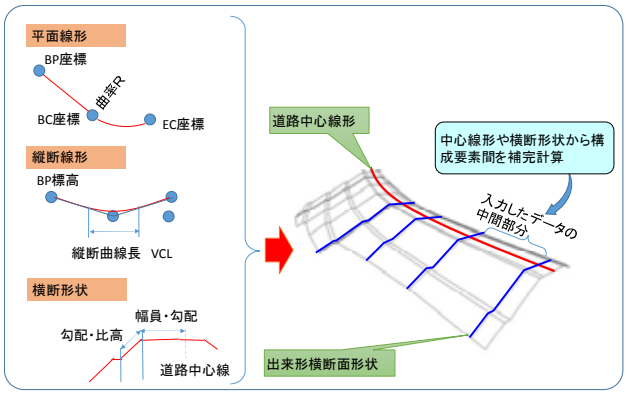


図-6　3次元設計データのイメージ

(2) 出来形の計測

各現場の調査は施工完了直後にTSを用いて出来形計測を実施した．計測は，約2m間隔の格子状となるように計測を実施した（図-7）．

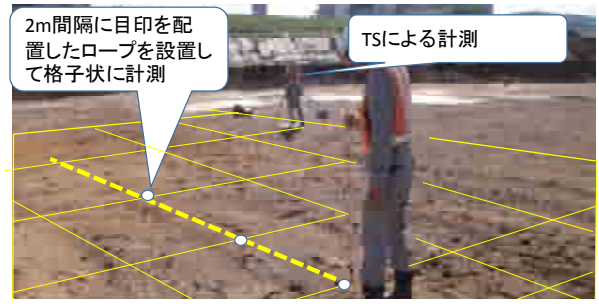
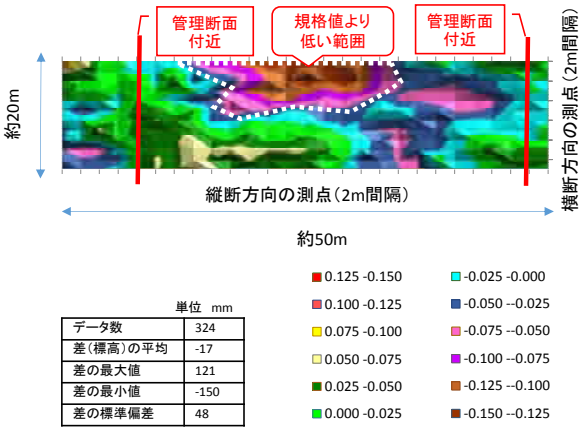


図-7　出来形計測状況

(3) 設計値との標高較差の確認

TSを用いた出来形管理ソフトウェアを用い，計測した3次元計測座標と同一平面状の設計高さを算出し，計測座標の差を確認した．図-8に，河川土工の掘削工における出来形状況の例を示す．管理断面から離れた箇所では，現状の出来形管理の規格値（±50mm）以外となっている箇所も存在している．



単位　mm

データ数	324
差（標高）の平均	-17
差の最大値	121
差の最小値	-150
差の標準偏差	48

図-8　各現場の出来形状況確認

5.　調査結果

(1) 情報化施工の有無による出来形実態

調査は，データの偏り無くすことを目的として図-5の条件について，全国で調査を実施した．情報化施工の利用の有無で整理した結果を図-9に示す．図-9より，各工種の部位別に見ると，情報化施工を利用した場合は全ての部位で設計値に対する差の平均値が±20mm以内となっており，従来施工の最大値＋36mmに比べて小さくなっている．また，標準偏差では，情報化施工の有無による差は±10mm程度であり，従来施工と大きな差は無い．

以上より，丁張りなどの施工の目印が少ない情報化施工を適用した現場でも従来施工と同等の出来形が確保出来ていることが確認できる．

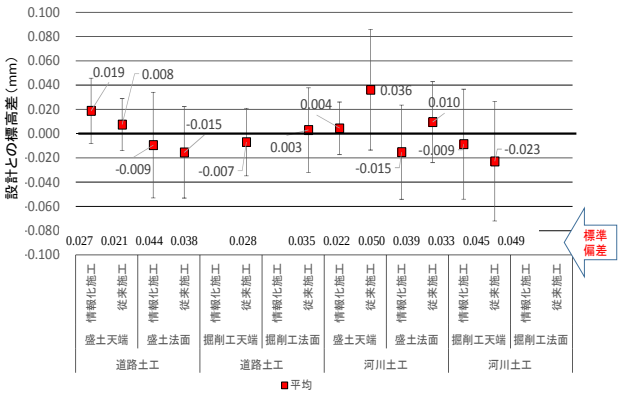


図-9　情報化施工の有無による違い

（天端はMCブルドーザ，法面はMGバックホウ）

(2) 標高差のとりまとめ結果と分布状況

表-1に各施工箇所について，設計との標高差の①平均値と②標準偏差の整理結果をとりまとめた．また，図-10に道路土工と河川土工の盛土部および掘削部の天端あるいは平場部の出来形分布の整理結果を示す．

表-1 出来形実態の調査区分と把握結果一覧

工種	作業区分	施工箇所	調査件数	施工箇所別の集計（標高較差=TS計測値－設計標高）	
				①平均値(mm)	②標準偏差(mm)
道路土工	盛土工	天端部	6	13	25
		法面部	5	−13	41
	掘削工	天端部	3	−7	28
		法面部	3	3	35
河川土工	盛土工	天端部	5	1	37
		法面部	4	−3	38
	掘削工	平場部	3	−17	48
		法面部	−	−	−

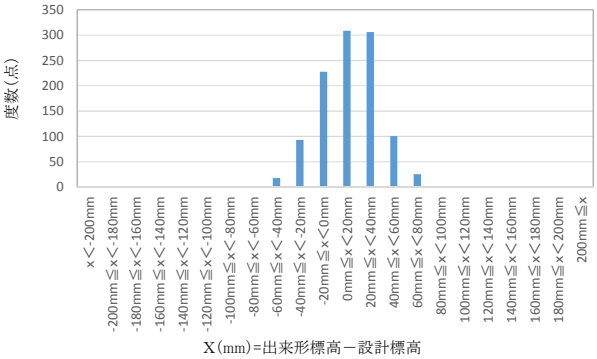
※"−":該当データ無し

表-1より，道路土工の天端部では標準偏差が30mm以下と小さく，平均値に標準偏差を加えても設計との標高較差が±40mm以内である．また，図-10の出来形の分布を見ると，道路土工の天端部は出来形管理の規格値が±50mm（上限と下限の制限）であることから，標高差もほぼ０を中心とした分布である．また，計測点の９割以上が±50mm以内であった．

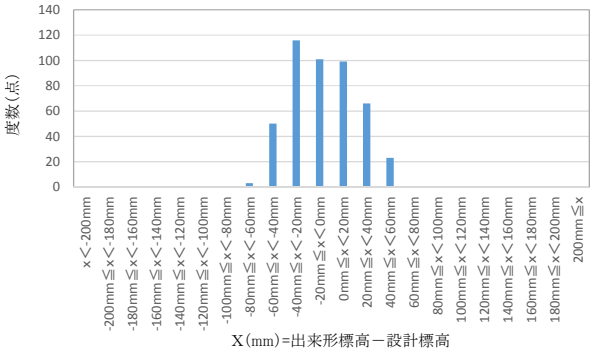
道路土工の法面部では，天端部に比べると平均値および標準偏差が大きくなっている．法面部の従来管理は天端幅（法肩の位置）や法長であり，規格値は設計のマイナス側のみ制限されている．このことから実施工では出来形不足にならないよう横断方向には広めの施工となる場合が多いことが考えられる．この場合，同一平面上の標高差が大きくなる．

一方，表-1より，河川土工では，天端部あるいは平場部のばらつきが道路土工に比べて大きくなっている．図-10の出来形の分布をみると，河川土工の盛土工では出来形管理の規格値が－50mm以上（下限のみ制限）となっているため，分布は道路土工と比べてプラス側に広がっている（図-10の左下）．河川土工･掘削工･平場部は，規格値は±50mmであるが，全体的にマイナス側に大きく広がっている（図-10の右下）．これは，河川流水断面積の確保が優先されていることも一つの要因と考えられる．

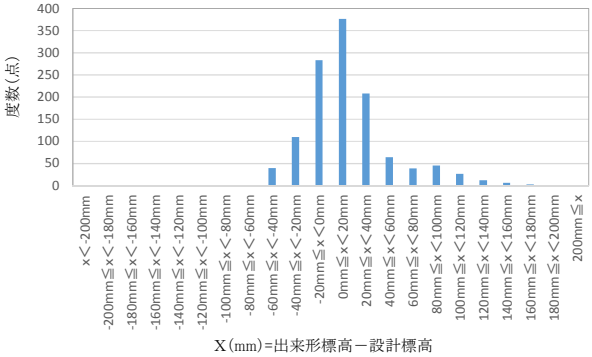
表-1の河川土工の法面部（盛土工）を見ると，差の平均値および標準偏差は天端部（盛土工）とほぼ同等である．河川土工の盛土工は主に築堤であり，法面勾配が緩やかなことから，施工方法も天端面の施工に類似していることにより，道路土工に比べて差が小さい結果となっていると推測される．



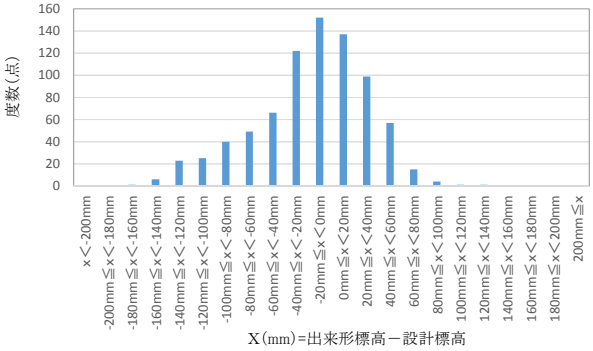
道路土工･盛土(路体)工･天端部の出来形実態



道路土工･掘削工･天端部の出来形実態



河川土工･盛土(築堤)工･天端部の出来形分布



河川土工･掘削工･平場部の出来形分布

※施工箇所に該当するデータの全てを集計した分布

図-10 天端部および平場部の出来形分布状況

6. 施工管理基準への反映事項

面的管理の前提となるMCやMGを利用した施工では、３次元設計データを目標に建設機械の作業装置を自動操作あるいはオペレータが目標との差のガイダンスを元に操作する。このことから、施工目標に対する出来形のばらつきが正規分布に従うと仮定する．この時、平均値と標準偏差の関係は図-11に示す関係がある。本仮定の下に、上記の出来形管理実態の把握結果を踏まえ，従来と同等の出来形確保と現場実現性の確保の観点から，面的管理基準および規格値への反映事項を以下にまとめた．

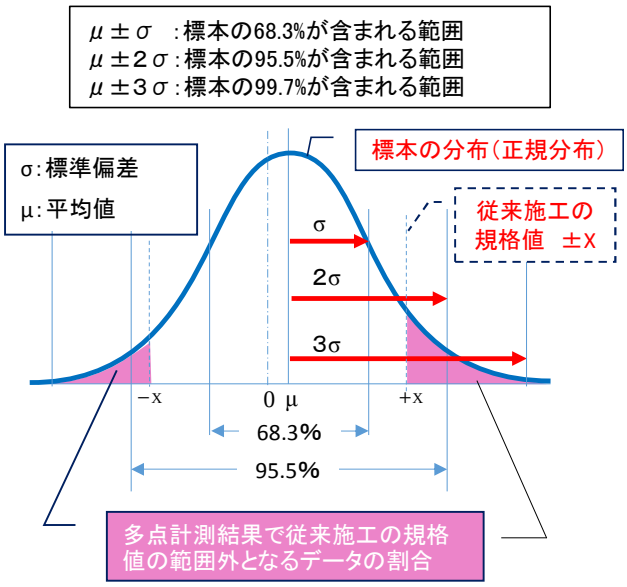


図-11　正規分布における平均値と標準偏差の関係性

- 情報化施工による施工結果と従来施工による施工結果を比較すると，情報化施工を用いた施工の仕上げ面の出来形精度は従来施工と同等ではあるが施工の効率については向上が期待できる．一方で，管理断面での管理・検査には適合している場合でも，管理断面以外では従来の規格値の範囲外となる箇所も存在している．以上より，多点計測データを用いた面的な出来形管理基準および規格値の策定においては，全ての計測箇所に従来の規格値を適用すると，実現場の負担が大きくなるため，本調査結果を踏まえ，規格値の範囲外となる割合を定めることが有効である．
- 本調査の結果から，情報化施工を用いて施工することにより，設計（施工の目標値）に対して標高差の平均値は±20mm程度で実現することが確認されており，平均値に対する規格値として従来の出来形管理の規格値を用いることが可能である．しかし，平均値に対する規格値だけでは，ばらつきを管理できず均一な出来形は確保できない．以上より，多点計測データを用いた面的な出来形管理基準および規格値の策定においては，平均値に対して従来の出来形管理の規格値を適用すると共に，ばらつき管理を併用することで従来と同等の出来形確保が可能と考えられる．
- 道路土工と河川土工では，出来形（設計標高との差）の分布に違いがあることが判明した．これは，土工に期待する機能（役割）の違いによって生じていると推定される．以上より，多点計測データを用いた面的な出来形管理基準および規格値の策定において，河川盛土では従来管理と同様に下限値のみ制限するなど，目的構造物に要求される機能の確保を条件として，過度に厳しい規格値とならないよう配慮する必要がある．

7. さいごに

本業務では，情報化施工の特性である3次元設計データの作成，3次元設計データを用いたMCやMG施工，管理断面に依存しない多点計測技術を活かし，従来と同等の出来形確保と現場実現性を考慮した施工管理基準の策定に向けた基礎資料として実現場の出来形実態を整理し，面的な出来形管理の規格値検討において考慮すべき事項を整理した．さらに，本検討で得られた知見を踏まえた面的な出来形管理の規格値（素案）を策定した．本業務の成果は，平成28年3月に発表されたi-Constructionで新たに導入される15の基準類のうち「土木工事施工管理基準（案）（出来形管理基準及び規格値）【改訂】」の基礎資料となっている．

しかし，本調査による現場の出来形管理実態の把握結果は限られた現場条件と件数による結果であり，今後も多様な現場条件での実態把握の継続あるいは適用性確認を継続して確認していく必要がある．

さらに，出来形管理基準および規格値の策定は手段であり，面的管理の円滑な現場導入による施工管理や検査の効率化の実現に向けた技術支援にもに積極的にも取り組んでいく必要がある．

この他，面的管理を用いた出来映えの自動判定による監督・検査の省力化や自動化など，３次元設計データや多点計測データの活用範囲の拡張についても積極的に検討を進めていく必要がある．

参考文献

1) 国土交通省 HP：情報化施工推進会議
http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/constplan/sosei_constplan_fr_000015.html
2) 国土交通省：i-Construction
http://www.mlit.go.jp/tec/tec_tk_000028.html

シールド工事用セグメントを応用した三次元空伏せ管渠の構築について

橋本　諭[1]・佐々木　育夫[2]

[1]大成建設㈱関西支店土木部　西部処理場高段ポンプ棟他築造工事（〒653-0044神戸市長田区南駒栄町1）

[2]神戸市建設局　下水道部　管路課　（〒650-8570神戸市中央区加納町6-5-1）

従来は部分的にしか採用されていなかったシールドセグメントの気中組立を全面的に採用し、複雑な線形の管渠を、外ボルト締結型とした数種類のコンクリート中詰め鋼製セグメント（以下、SSPCとする。）の組合せにより構築可能とした。これにより、工期短縮による生産性の向上、そして限られた人員による施工を実現している。

都市部では用地の関係や既存地下埋設物の存在により狭隘な空間で新設構造物を計画せざるを得ず、急勾配・急曲線を有する管渠・函渠を構築する場面が今後も増えるものと考えられるが、本工法はその解決策の一つになりうると考える。

キーワード　気中組立，急勾配・急曲線管路，外ボルト締結型SSPC

1. はじめに

神戸の街は、背後に山が接近した狭い平野部に市街地が集中するなどの地形的特徴から、昔からたびたび浸水被害が発生している。

これに対し、10年に1回程度の降雨と高潮に対して浸水が起こらないよう、防潮堤整備事業等の高潮対策事業と並行して、雨水管渠及びポンプ施設の整備・増強等の内水排除対策事業が進められてきた。

本工事は、三宮南地区浸水対策事業の一環として、中突堤ポンプ場から大阪湾へ雨水を排水するための大口径雨水管渠（放流渠）を、神戸有数の観光スポットであるメリケンパークの地下に、シールド工法を主体として建設するものである。（写真-1　図-1）

シールドトンネルは、埋立地内に残存する旧護岸等の地中障害物を避ける為、旧海底面の下、土被り約13mの深さに計画された。立坑スペースの制約と流入・流出部の位置関係から、発進到達立坑部では平面・縦断線形が複合する急曲線・急勾配の管渠構築が必要となった。

2. 工事概要

工事件名：中突堤ポンプ場放流渠築造工事
工事場所：神戸市中央区波止場町
工　　期：2012年11月7日～2015年6月10日
発 注 者：神戸市
施 工 者：大成・北浦特定建設工事共同企業体

表-1　工事数量一覧（抜粋）

特殊マンホール工	（発進）	セグメント仕上がり内径φ3500mm、路線延長L＝23m 場所打ち人孔1箇所
	（到達）	セグメント仕上がり内径φ3500mm、路線延長L＝30m 場所打ち人孔2箇所

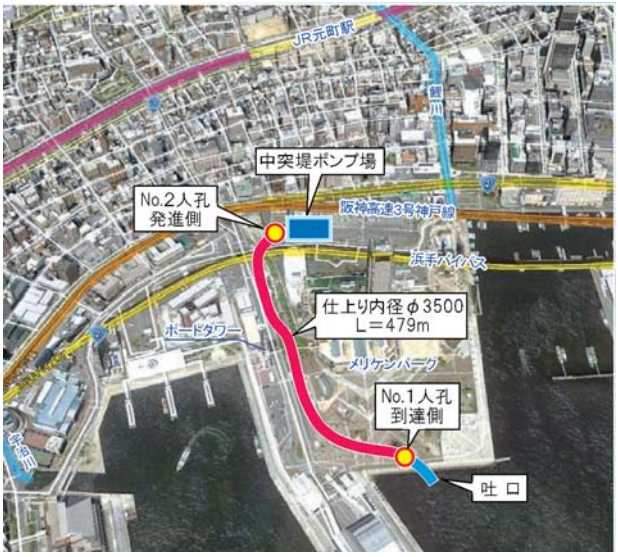


写真-1　現場状況

3. 新工法開発の経緯

原設計は、内部に函路と中床スラブを有する構造物であり、場所打ちコンクリートにて躯体を構築する計画であった。

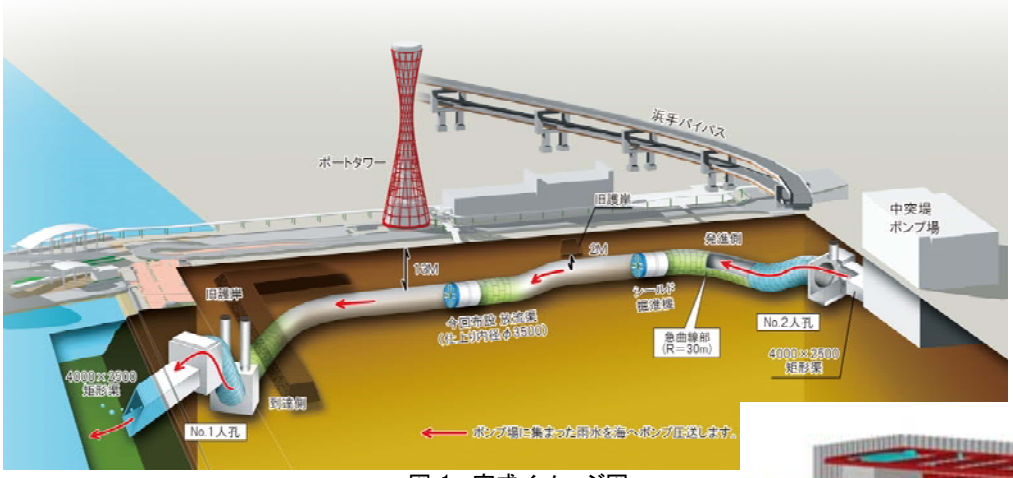


図-1　完成イメージ図

原設計には以下に示す施工上の課題があった。

①急勾配・急曲率函路の構築

函路は急勾配（約30°）かつ急曲線（R＝18m）となっており、その型枠支保工は支柱とつなぎ材が狭い空間に輻輳する構造にならざるを得なかった。特に函路の上スラブ構築の際は、傾斜した下スラブ上に支保工を設置しなければならず、支保工の滑動防止対策が必要であった。

また、傾斜面での作業は墜落・転落の危険性が高く、資材が傾斜面を転がり落ちて下にいる作業員が被災するというリスクもあった。

②土留め支保工（盛替え梁）と型枠支保工の干渉

下から躯体を構築していくに伴い、仮設時土圧によって躯体に想定外の負荷がかからないよう、躯体内部に盛替え梁を設置するが、前述の通り、型枠支保工が複雑な構造となるため、盛替え梁が支保工材と干渉して設置できない事態が予想された。

③技能労働者の確保

発進・到達の２箇所で場所打ちコンクリート施工を行うには多くの熟練技能労働者が必要となるが、昨今の建設業界での技能労働者不足を鑑みると、必要な技能労働者が確保できない恐れがあった。

これら①～③の課題を解決するため、放流渠として必要な管渠とメンテナンス用の人孔のみを構築する形で、躯体構造の大幅な見直しを行った。（図-2）

管渠部は外ボルト締結型のSSPCを用いた構造とし、プレキャスト部材であるSSPCを気中にて組み立てる新工法を開発した。

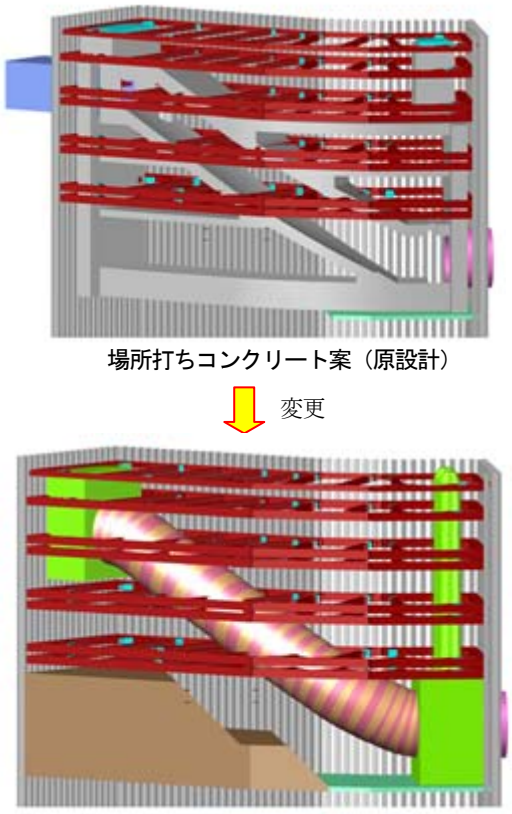


図-2　躯体構造の見直し

4. 新工法開発時における技術的課題

(1) SSPCと土留め支保工との干渉回避

躯体構造の見直しの時点では既に掘削が進んでおり、土留め支保工が組まれた状態であった。管渠の線形を既存の切梁を避けた形にはできなかったため、以下の手順で施工を行い、切梁との干渉を回避した。（図-3）

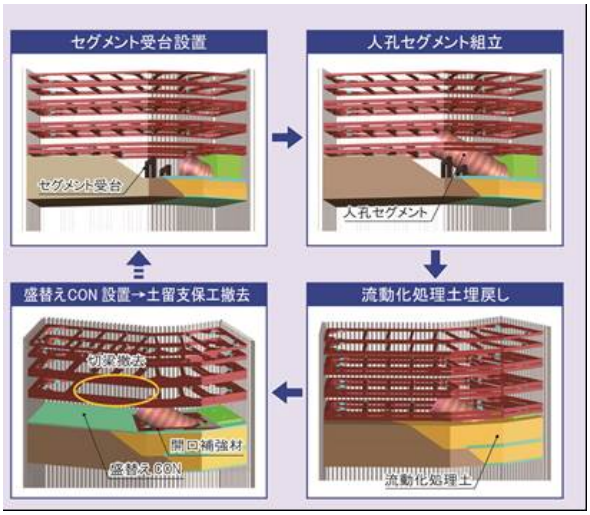


図-3　切梁撤去手順図

① 切梁の真下までSSPCを組み立てる。
② SSPC周囲を埋戻しを行い、盛替えコンクリートを設置する。
③ 盛替えコンクリート設置後に、支障となる切梁を撤去する。

(2) 仮設時におけるSSPCへの土留め反力の伝達回避

盛替えコンクリートを打設してSSPCと干渉する切梁を撤去するが、盛替えコンクリートを介して土留めからの反力がSSPCに作用する恐れがあった。そのため、以下に示す対策を講じた。（図-4, 写真-2）

① 盛替えコンクリートを介して土留めからの反力がSSPCに作用しないよう、縁切り（開口補強）を行った。
② 開口部長手方向（9.3m）の縁切りは鋼・コンクリート合成構造の連続梁とした。

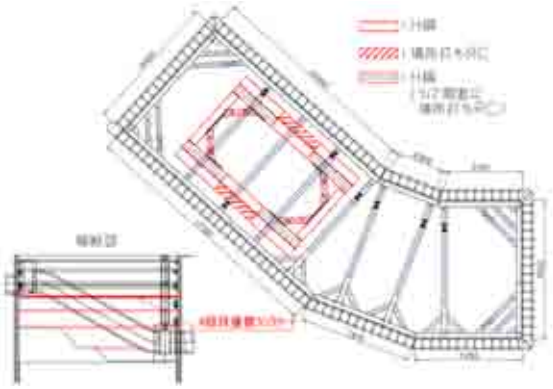


図-4 到達立坑開口補強図

写真-2 開口補強材（SRC構造）

(3) 流動化処理土打設時の浮力対策

SSPCの埋戻しに流動化処理土を用いたため、流動化処理土打設時にSSPCに作用する浮力への対策が必要となった。盛替えコンクリートに設置したアンカーから反力を取って、ワイヤー等の帯材でSSPCを押えることも考えられたが、その場合、SSPCには帯材から集中荷重が作用するため、SSPCへの負荷が大きくなる。よって、以下に示す対策を講じた。

① 管渠端部にバルクヘッドで蓋をし、管渠内に貯水して浮力に対するカウンターウェイトとした。
② バルクヘッドは、予めSSPCに仕込んでおいたセラミックインサートにボルト固定した。（写真-3）
③ 浮力とのバランスを考慮しつつ、管渠内貯水による荷重がSSPCに過負荷を与えないよう、貯水面は連続注水により流動化処理土打設面＋１mとして管理した。（写真-4）

写真-3 バルクヘッド

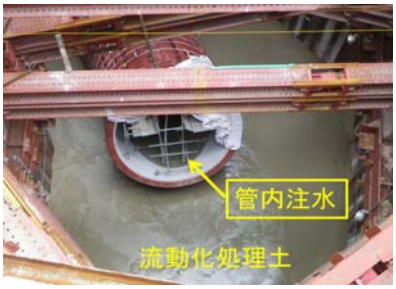


写真-4 流動化処理土打設状況

(4) SSPC組立精度の確保

今回のような急曲線の管渠をプレキャストセグメント（SSPC）組立により構築する場合、わずかなセグメントの目違いが後々に大きな誤差を生むことが予測された。よって、以下に示す対策を講じた。

① セグメント分割数を少なくする（４分割、一般的には６分割）ことで、セグメント継手部の目違いによる施工誤差を小さくした。
② 継手ボルト本数を増やし、セグメント継手の剛性を上げてリングの変形を抑制した。抑制効果は実際にセグメントを組み立てて作ったリングの変形量を計測し確認した。（図-5）

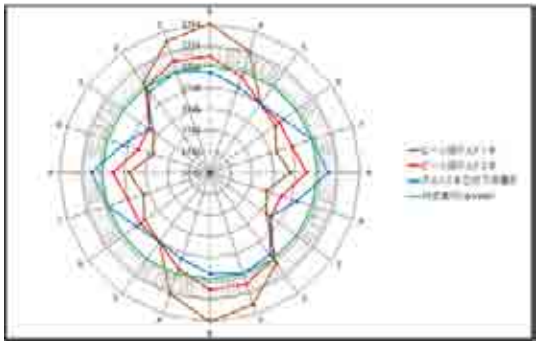


図-5 SSPC変形量計測結果

(5) 急勾配管渠施工時の安全性確保

急勾配の管渠を組み立てる場合、管渠内の作業は手がかり・足がかりのない傾斜面上での作業となるため、墜落・転落の危険性が高い。管渠内での作業を無くすため、ボルトボックスを管渠外側に配置した外ボルト方式のSSPC継手を採用し、管渠外側から安全にボルト締結・ボックス充填を行った。（写真-5, 6, 7）

写真-5　SSPC外ボルト締結状況

写真-6　SSPC工場検査（2リング組立検査）

写真-7　外ボルト締結型継手

(6) ３次元曲線に対応した組立計画・出来形管理

本管渠は短い区間内に平面・縦断に曲線が入った複雑な線形（表-2）となっており、２次元曲線を基本とする通常のシールド工事の計画手法は適用困難であった。そのため、本工事では、３次元CAD上で継手を含めたセグメント形状を忠実に再現し、計画したテーパー量とSSPCの割付けの妥当性を３次元CADを用いて確認した。（図-6）

出来形管理（測量）は下記の要領にて行った。

① リング間ボルト孔を測点とし、対角線上の２点を１測線として、２～４測線の３次元座標を１日２回計測した。

② 計測結果を３次元CAD上にプロットし、計画線形とのズレや面差をCAD上で確認する。

③ 計測結果に基づき、蛇行修正を施した次リング以降のSSPC組立計画を作成する。

上記の出来形管理の結果、水平・鉛直蛇行量は±25mm以内、SSPC内空変位は±10mm以内で管渠の構築を完了した。

表-2　空伏せ管渠線形要素

	縦断線形	平面線形	区間長
No.1 到達立坑	∞	∞	0.50
	上　R=4.5	∞	2.32
	∞	∞	0.51
	∞	右　R=9.0	7.58
	∞	∞	12.23
	下　R=4.5	∞	2.32
	∞	∞	0.50
	合計		25.96
No.2 発進立坑	∞	右　R=18.0	1.00
	上　R=15.0	右　R=18.0	8.43
	∞	右　R=18.0	4.56
	下　R=15.0	右　R=18.0	2.99
	下　R=15.0	∞	5.44
	∞	∞	4.27
	合計		26.69

∞：直線　　単位：m

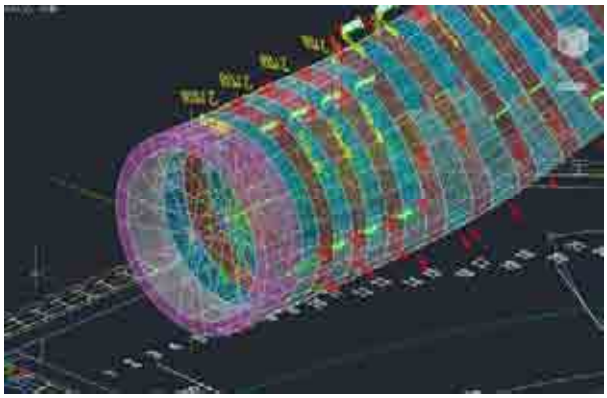


図-6　３次元CADによる出来形管理モデル

5. 施工報告

使用したSSPCの諸元を以下に示す。（表-3）

・外径4,070mm, 内径3,500mm

・外ボルト方式

表-3　SSPC形状一覧

外径 (mm)	内径 (mm)	幅 (mm)	種別	ﾃｰﾊﾟｰ量 (mm)	備考
4,070	3,500	500	ｽﾄﾚｰﾄ	－	
		506		－	
		927		－	
		940		－	
		1,000		－	
		330	両ﾃｰﾊﾟｰ	301	R=4.5m用
		506		231	R=9.0m用
		500		259	R=15.0m用
		500		228	R=18.0m用

(1) セグメント組立

セグメントは、幅広タイプは単リング，幅狭タイプは２リング甲乙組を基本として地上でリング組立を行い、真円度を確認した後、立坑内に投入した。（写真-8）

写真-8　SSPC地上組立状況（R=4.5m用）

(2) セグメントリング立坑投入

立坑内へのセグメントリング投入は、セグメントタイプと作業半径に応じ、50ｔ～120ｔ吊の移動式クレーンを使用した。吊り治具は、電動チェーンブロックと滑車を利用し、地組したセグメントの建て起し，位置合わせ時の傾斜・回転調整を自在に行えるものとした。（写真-9）

写真-9　SSPC投入状況

(3) セグメントリング接合

立坑内では狭所作業に適した屈折ブーム式の小型高所作業車を使用し、玉外しとリング間ボルトの締結作業を行った。（写真-10）

写真-10　組立状況

(4) 埋戻し（流動処理土）

流動化処理土による埋戻しは、コンクリートポンプ車を使用し、打設高さ約2～3ｍを打設量150～300m3/日にて分割施工した。なお、表層部分は高強度タイプを使用して養生期間の短縮を図った。

(5) 特殊部の施工

組立てエリアの最下段切梁が撤去済でも、より上方の切梁が干渉して垂直にセグメントが降ろせない場所もあった。その場合は、偏芯吊り具と仮組ピースによる角度調整で対応した。（写真-11）

連続地中壁（ＳＭＷ）横断部では、上空の構造物の支障範囲が広く、前述の方法でも施工が困難であったため、簡易門型クレーンによる横引き組立を行った。（写真-12）

写真-11　SSPC組立（偏芯吊り）

写真-12　立坑下横引き組立

(6) 測量管理

管底高は一般的なレベル測量により管理した。

面方位（上下左右の向き）は、管渠端面の継手ボルト孔4～8点の３次元座標をトータルステーションで計測し、３次元CAD上での計画座標と対比して管理した。この際、レーザー墨出し器による簡易計測も行い、ダブルチェックした。

(7) 管渠組立状況

管渠組立状況を以下に示す。

写真-13　管路全体

写真-14　R＝4.5m

写真-15　管路内部

6. 新工法の特徴

以下に新工法を取りまとめる。

① 急曲線への対応

セグメントは気中組立のため、シールドマシン内では組立困難な急曲線管路も構築可能。

（実績：セグメント外径φ4.1mにてR＝4.5m）

② ３次元曲線への対応

３次元CADによる組立計画と３次元座標による出来形管理により、平面・縦断に曲率をもった３次元曲線も施工可能。

（実績：縦断R＝15mと横断R＝18mの複合）

③ 高い躯体品質

プレキャスト製品であるため、鉄筋工や型枠工の熟練技能労働者を確保できなくても、高い躯体品質が確保できる。

④ 工期短縮

現場打ちコンクリート構造に比べ、30～40%の工期短縮が可能。

（実績：場所打ち19ヶ月に対し、実施12ヶ月）

⑤ 外ボルト方式による安全性向上

トンネル内部での組立作業が不要となり、急勾配管路施工での安全性が飛躍的に向上した。

⑥ 経済性

新工法は従来工法と比較して、直接工事費で1.1倍と若干割高になるが、工期短縮により諸経費等の間接費が削減され、従来工法と比較して工事価格はほぼ同等となった。

7. 今後の展望

都市部でのシールド工事では、十分な用地の確保が困難なことが多く、既設構造物や地下埋設物，道路使用の制約等より、立坑部分の管路（函路）を複雑な線形（急曲線，急勾配）にせざるを得ない場合がある。立坑構造物は、矩形断面の現場打ちコンクリート構造とするのが一般的であり、複雑な線形ほど場所打ちコンクリート構造が採用されている。この場合、施工難易度が高いため、構造物の品質確保は非常に難しいものとなる。

しかし、本工法によれば、複雑な線形であっても高品質の管路を短期間のうちに構築することが可能となる。

また、プレキャストボックスカルバートによる函渠構築では施工的・経済的に不可能であった線形を自由に設計・施工することも可能となる。

8. おわりに

セグメントの気中組立は、通常のシールド工事でも仮発進工や立坑内での空伏せ工で行われているが、セグメント気中組立により立坑全域にわたる急曲線・急勾配の管渠を構築したのは、おそらく本工事が初めてだと思われる。

前例のない急曲線・急勾配のセグメント気中組立管渠工では、計画段階で数多くの技術的課題に遭遇した。

しかし、多大なるご指導・ご協力を賜わった結果、労働災害や品質トラブルもなく、求められた工期を順守し、高精度・高品質の管渠を完成することができた。

ここにあらためて関係各位に深く感謝します。

公共施設の維持管理の高度化に向けて 京都府の取り組み

春田　健作[1]・髙田　亮平[2]

[1]（財）京都技術サポートセンター　土木課　（〒602-8054京都市上京区出水通油小路東入丁子風呂）

[2]京都府　建設交通部　道路建設課　（〒602-8570京都市上京区下立売通西入藪之内町）

2014年の道路法施行規則の一部改正により，道路施設ではトンネル，橋その他道路を構成する施設，附属物等の5年に1度の定期点検が法定化し，道路をはじめとする公共施設の老朽化への対策が本格始動したところである．京都府では，公共施設の維持管理を重視し，新技術導入事業の創設，モニタリング技術（ドローン，画像処理技術，無線センサー）を検証している．本稿では，その取組み事例を報告するものである．

キーワード　ドローン（UAV），画像処理，無線センサー，維持管理技術

1. はじめに

本報告は，主に，度京都府庁内ベンチャー事業（若手職員が自発的に調査，研究，先進国視察等を行う制度）を機に検証した新技術についての内容である[1]．そのうち，道路施設の点検，調査等，維持管理段階の合理化につながると考えられる以下の技術，取組みについて紹介する．

・ドローン（UAV）活用
・モニタリング技術（無線センサー）
・維持管理を支える人材

2. 抱えている課題

(1) 維持管理費（点検費）の増大

道路法施行規則一部改定（2014）[2]による，道路施設の定期点検費用を試算し，現状と比較した（表-1）．京都府の道路施設の場合，これまで，5年間で5.5億円の点検費が17.5億円へ増大することが予想される．今後，維持管理に要する費用を抑制することは，重要な課題となってくる．

(2) メンテナンス技術者

公共施設の管理者はこれまで，工事等の発注者として建設事業の推進が業務の中心であった．さらに，土木系職員の業務は画一的ではなく，施設の設計，発注，施工監督の他，用地交渉，事故・災害対応，許認可事務，調整協議等，幅広く対処している．そのため，現在の管理者は，多様な条件下にある公共施設の維持管理を適正に行うための技術力（経験）を得る機会が少なくなっており，維持管理（点検，診断，補修補強）の経験が豊富な人材は極めて少ない．特に，地方自治体では，部署，土木系職員数が少なくなるほど，一人の職員が多くの業務を幅広くこなす必要があり，特定の分野の技術経験を重ねることが難しい状況にある．

表-1　定期点検費用の試算（１点検周期：５年間当たり）

対象施設（例）	法定化前	法定化後(H26.7～)	増分	補修費
橋梁	２億５千万円	１５億円	１２億５千万円	＋α
トンネル	２億円	５億円	３億円	
シェッド・標識	－	２億円	２億円	
計	５億５千万円	２２億円	１７．５億円	＋α

※　定期点検は、５年毎に１回行うものとし、概算費用である。

3. ドローン（UAV）活用

(1) 防災協定

京都府では，2016年1月に大規模災害に備え，「災害時等における無人航空機の運用に関する協定」を締結[3]し，有事のドローンによる被災状況確認等を検討しており，維持管理の分野でもその活用を期待している．

(2) のり面，シェッド調査

ドローンの橋梁点検への活用適用・検証は，国土交通省をはじめ多く進められている[4]．本報告の対象施設は，地滑りが発生したのり面や道路を跨ぐシェッドとしている．試行した路線（主要地方道 大津南郷宇治線）は，宇治川（ダム）沿いの道路で，地滑り等の災害が発生し，度々通行規制を行っており，被災時を想定し，ドローンの操縦者と崩落箇所までの離隔を500mとし，遠隔からの調査を試行した（図-1）．

図-1 撮影平面

(3) UAV撮影・画像処理技術

道路防災点検（従来実施している，専門分野の技術者による点検）とドローンの空撮で得られた記録の特徴を表-2にまとめる．

道路のり面は，「道路土工構造物技術基準」にも規定され，点検・維持管理の対象施設となる．橋梁のように詳細な点検マニュアル等はなく，道路防災点検（防災カルテ）が点検手法の基本となっている．

「道路防災点検」では，技術者が地形図の資料で危険箇所を推定し，現地踏査することで危険箇所の特定し，防災計画等の基礎資料を作成する．

「ドローンの活用」により，現地踏査で確認できない範囲・角度から法面の崩落の全貌やシェッド上面等が容易に確認できる．汎用ソフトで画像を合成し３Dモデルを構築し形状や寸法を検測も可能である．モデル化は，対象が樹木に覆わると適さないが，工作物や災害による斜面の崩落部は地山が露出するため，被災対応時に迅速に活用できれば大きな効果が期待できると考えている．

一方で，のり面の点検のように安全性・施設の健全性を診断するような作業では，単純に現地の写真判定で，危険性，健全性を判定するのではなく，過去の被災状況や，地質条件，遊水，沢の形状等を勘案しながら進めるものである．そのため，専門的知識を有する技術者がドローンのような新技術をうまく活用し，合理的に診断につなげることが望まれる．

表-2 防災点検とドローン撮影による記録の特徴

	道路防災点検	のり面・ロックシェッド（３D画像）
取得記録		
特徴	・地形図，過去の被災記録，地質図等と照査する． ・2,3名で現地踏査する． ・道路防災点検として全国で実施されている．	・ドローンにより，対象施設の画像データを多数取得する． ・取得画像データを解析ソフトにより，３Dモデルで再現する． （工作物が再現し易く，自然然斜面・樹木等は3D化不可．） ・50m×50m範囲の撮影は約５分，画像解析に約３時間が必要．

4. モニタリング技術（無線センサー）

(1) 上津屋橋（流れ橋）

上津屋橋は，京都府南部を流れる一級河川木津川を渡る全長 356.5mの木造橋である（**図-2**）．川の水位が上がると橋本体が流れ出す構造から，流れ橋と呼ばれており，地域の観光の柱，時代劇等の撮影地として地域から親しまれている．1953 年（昭和 28 年）に建造されてから 21 回の流出を経験し，これからの維持管理を適切に継続するための方策を検討しているところであり，維持管理の適正化のために試行したモニタリング技術[5]について紹介する．

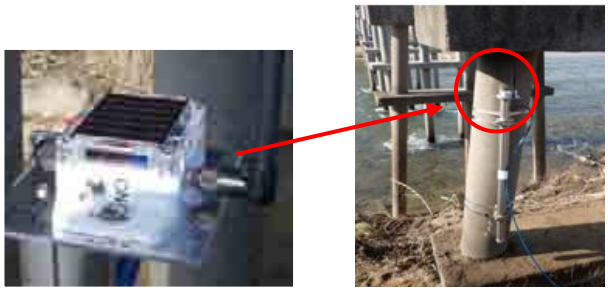
図-2　上津屋橋（流れ橋）

(2) 無線傾斜計の試行

流れ橋の特殊な条件や景観へ配慮を要するため，センサーに必要と考えた仕様について以下に列記する．

[センサーに求める仕様]

- 橋脚の傾斜を定期的に自動で計測できること．
- 高い耐久性能（防水性，使用環境温度範囲等）を有すること．
- 橋の流出や耐用年を考慮し，安価な計器であること．
- 景観に考慮し，小型なもの．かつ，計測データは無線通信で収録できること．等



（無線センサー本体）　（高精度傾斜計に無線センサー設置）

図-3　センサー設置状況

計測の対象は，2014 年の台風 11 号で被災し，撤去することとなったコンクリート製橋脚とした．流れ橋は水位が橋面まで上昇すると，床版部材だけが流れに逆らわず離脱する構造である．これまで橋脚も流出（倒壊）する事態もあり，大規模な復旧工事が必要となる場合もあった．そのため，橋脚にコンクリート製パイルを採用し強固な構造としており，その橋脚の変状を検知することを想定している．

傾斜計測は，傾斜計測で実績の多い高精度傾斜計，無線傾斜計を一体化し，双方の計器で傾斜時（±15°）の挙動を計測し相関を確認した．また，実際の洪水等による橋脚の変位を想定し，微小な変動（傾斜角±1°以内）の橋脚の傾斜を確認した．高精度傾斜計および無線傾斜計の性能は**表-3**　のとおりである．

表-3　センサー仕様

	無線傾斜計(SS 社製)	高精度傾斜計（OYO 製）
外形寸法	H35×L59×W94（mm）	φ30×L669×W88(mm)
測定範囲	±180°	±30°
測定分解能	1/10（°）程度	1/360（°）以下
動作温度	−40 ～ 85（℃）	0 ～ 50(℃)
国内実績※	−	多数

※実績は 2016 年 2 時点.

(3) 検知精度

高精度傾斜計と無線傾斜計で得られた測定値は高い相関が得られ，その差は概ね傾斜角±1°以内であった（図-4(a)）．また，本無線傾斜計は，国内において無線通信やインターネット回線を介してのデータ送受信を検証したことがなかったが，全ての測定値の送受信が確認でき通信性能を発揮することが検証できた（無線通信距離を 360m，インターネット回線を介しデータ収録）．

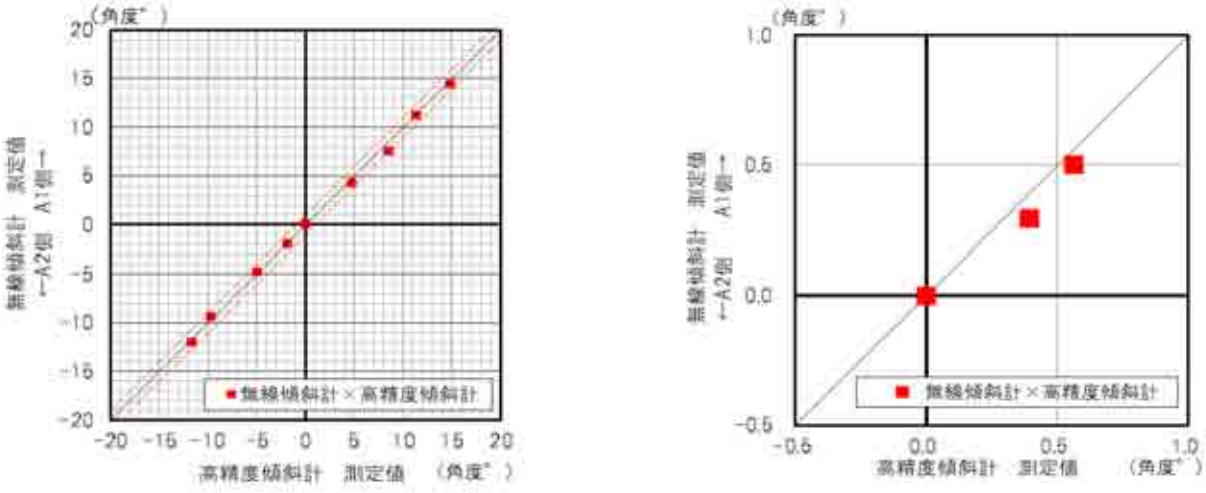
図-4(b)では，実際の橋脚の傾斜角 0.5°以内であっても無線傾斜計と高精度傾斜計の相関が得られており，橋脚の異常の閾値を傾斜角 1°とすれば，十分橋脚の異常を検知できると考えている．

(4) コスト比較（参考）

橋梁のモニタリング技術を採用について検討するためには，費用面や設置条件等を把握する必要がある．そこで，参考として橋梁モニタリングに代表される動的挙動計測[6]と本計測に要した費用等を比較した（表-4）．

無線傾斜計は，消費電力とデータ通信量を抑える等の利用制限等を検討する必要があり，得られるデータ項目と頻度を最小限に設定することで，従来の技術より安価にモニタリングが可能になると考えられる．

動的挙動計測では，温度変化，車両荷重の影響，それに



(a)高精度傾斜計（有線）との精度比較　　(b)微小変形域での検知精度

図-4　傾斜の検知精度

表-4　無線傾斜計と動的挙動計測の特徴比較

比較項目	無線傾斜計	動的挙動計測（従来手法）
設置状況(例)		
目的	・傾斜（変位等）異常を検知.	・対象部材の動的挙動を把握. ・車両荷重の影響も監視可能.
計測手順	①センサーを対象部材に設置 ②通信機器と同期を行い,通信状況を確認. ③計測頻度等の設定.	①ゲージ，変位計，データロガー，PC 端末を配置. ②配線処理，データ収録器から 計測値を収録.
設置作業時間	0.25 日	1.0 日
計測コスト比※	40 万円（0.2）	200 万円（1.0）
取得データ	計測頻度小（ﾃﾞｰﾀ量:小）	計測頻度大（ﾃﾞｰﾀ量:大）
留意事項	遠隔モニタリングの場合，通信会社との契約が必要	長期計測の場合，対象近傍に計測小屋等が必要

※　同等の変位データを得るために要した，準備，現地計測・データ収録の費用の概算費用例.

よる部材の応答を詳細にモニタリングできる．対象橋には,配線を設置し,データを一時的に保存するための計測部屋等が必要になる場合があり,管理費や取得データの処理費が膨らむ傾向にある.

5.　維持管理を支える人材

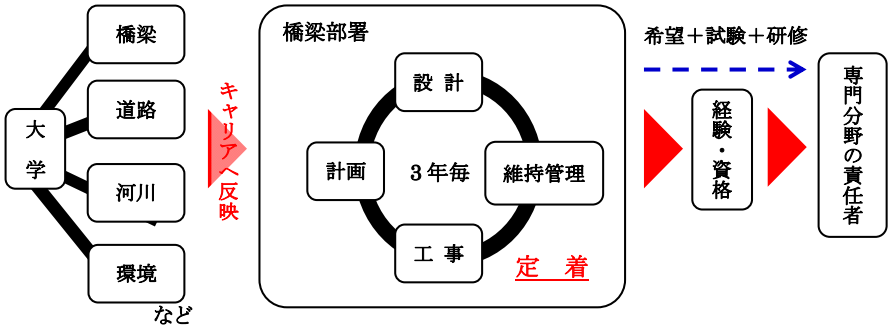
(1) 米国の事例調査

維持管理の分野には，これまで用いていない新技術を導入することの有用性を確認した．併せて,新技術は維持管理を合理的に実施していくツールであり，技術力を備え新技術を適切に使いこなす技術者の役割が重要であると感じた.ここでは,公共施設の老朽化対策に対して,先進的に取り組んでいる米国（カリフォルニア州）の事例を紹介する.

カリフォルニア州の交通局（California Department of Transportation）は，過去に大地震（Northridge Earthquake. 1994）の経験から，維持管理分野での評価が高く，点検・補修等に携わる技術者が多く所属している.

米国は，管理者側の技術者を民間から人材雇用するポスティングシステムを多くの州が採用しているが，カリフォルニア州では，維持管理に携わる土木技術者のほとんどは，中途採用ではなく，大学卒業後に入庁し州の専門部署で経験と知識を磨いているとのことである．図-5にその概要を示している.

そこでの技術者は，大学で専攻していた分野（橋梁,



（長大橋点検を指揮する職員）

図-5 維持管理の人材育成事例（米国事例）

道路，河川，環境，都市デザイン，交通計画等）に近い部署に配属となり，3 年毎に複数の関連部署を経験する．概ね 10 年したころ,希望と技術試験により配属先が決まる．配属が決定したら,部署にエキスパートとなるため,経験，資格を取得することで責任のあるポスト付くことができる．

（橋梁定期点検）

米国では，既に 1971 年から 2 年に 1 回の橋梁の定期点検が義務づけられている．年に一度，特に深刻な状況と判断されている橋梁に対し，米国連邦道路管理局による抜き打ち検査があり，定期点検が基準通り実施されていない場合や，著しく診断が適切でないと判断されると,州へ配分されている全ての交付金執行が一時停止する仕組みとなっている．

そのため，全ての橋梁の点検結果は州の技術者（Professional Engineer(PE)）が技術審査し，その責任を負うこととなっている．

市が管理する橋梁についても，州が点検を行う．市は,住民サービスを行う業務が中心で，橋梁のメンテナンス部署があるところは少ない．

また，カリフォルニア州で特徴的なのは，州の技術者が直接現場を指揮していることである．点検では，橋梁の規模，架橋条件や劣化の状況毎に，点検結果に対する補修の要非判断等が管理者側に委ねられるため，直営で実施する方が合理的であるとのことである．

(2) 技術者（人材）の必要性

ドローンやセンサーのような技術の性能は急速に進歩している．維持管理を支える人材は，米国の事例にあるように，一朝一夕に輩出できるものではない．維持管理を進める上で，技術者の能力が低下すると以下のことが懸念される（米国技術者からのアドバイス含む）．

- 管理者ではない点検の委託(外注)は，契約事項をこなすことが主目的となり想定外の変状等に気づけなくなる．
- 管理者が適切な業務委託ができなくなる．
- 維持管理の合理化が図れず，財政を圧迫する．等

京都府では，公共施設の維持管理を継続的に安全に,長持ちさせていくため，市町村と共同で技術的な業務に特化した組織を立ち上げた．新組織では，技術者が不足する管理者の支援を行い，府内全体の技術力維持，管理者が技術研鑽も兼ねることができると期待されている．

6．まとめ

公共施設の維持管理の分野では，最新技術を活用することで高度化し，より合理的に長期に安全を維持するカギを握る．今後とも，積極的に技術検証を推進したい．

（ドローン活用）

- ドローンの操作性，画像処理技術の革新により，維持管理分野（特に被災状況確認する等）で活躍が期待できる．

（無線傾斜計）

- モニタリング技術の一つとして，無線で小型な計器は有意である．国内では実績がない米国の計器であっても,通信機能は確保されていることが確認できた．

（維持管理を支える人材）

- 公共施設を維持管理していくために，新技術等により合理化を図ることは不可欠となっている．技術革新と比べ技術者育成には経験と時間を要するため，管理者間の連携，組織的な対応，技術研鑽の機会を設けるなどの必要性を感じている．

謝辞：本報告は,京都府庁内ベンチャー事業により，新技術の検討，先進国視察の成果からとりまとめたものである．この成果を得るために筆者らをサポート頂いた京都府建設交通部の職員はじめ，視察等でお世話になった,カリフォルニア州交通局（Structure Maintenace and Investigation,Chief）EROL C.KASLAN(PE)氏，Dr. S.Paul Sumitoro氏に感謝する．

参考文献

1) 春田，髙田，菊本，大島：公共施設の維持管理の高度化へ向けて，～H27　庁内ベンチャー：米国視察・維持管理とtechnology の融合～，京建技報告（京都府建設技術協会），Vol.114，PP77-96，2015.11

2)国土交通省：航空法施行規則の一部改正について
http://www.mlit.go.jp/report/press/kouku10_hh_000086.html

3) 例えば,京都新聞 HP：災害時にドローン活用京都府、撮影協会と協定締結.2015.1.15
http://www.kyoto-np.co.jp/politics/article/20160115000078

4)国土交通省 HP：社会資本メンテナンス元年,老朽化への対策と長寿命化への挑戦
http://www.mlit.go.jp/page/kanbo01_hy_002952.html
http://www.mlit.go.jp/common/001047217.pdf

5)S.Paul Sumitoro,Mustafa Furkan,John DeVitis,Fred Faridazar ら：
An investigation on wireless sensors for asset management and health monitoring of civil structures, SPIE Smart Structures and Materials+Nondestructive Evaluation and Health Monitoring , 2016

6)国土技術政策総合研究所 HP：橋梁を用いた車両重要計測システム，Bridge Weight・in・Motion System
http://www.nilim.go.jp/japanese/technical/bwim/BWIM.html

三次元レーザースキャナによる トンネル壁面変位計測技術の開発

河邉　信之[1]・米田　新[2]

[1]安藤・間　土木事業本部　技術第三部　（〒107-8658 東京都港区赤坂6-1-20）

[2]安藤・間　土木事業本部　技術第三部　（〒107-8658 東京都港区赤坂6-1-20）

山岳工法のトンネルにおいては，一般的にはトンネル壁面の変位を三次元測定システムで計測し，周辺地山の安定性を評価している．標準的な計測方法では，計測断面を進行方向10～30mの間隔で設置し，1断面あたり数カ所の測点を設けている．この手法では，測点を設置した箇所の変位しか把握できず，三次元的に連続した変位の把握にまで至っていない．そこで，近年，山岳工法のトンネルにおいて適用事例が増えている三次元レーザースキャナを用いて，トンネル壁面に発生する変位をより詳細に計測する技術を開発した．

キーワード　坑内変位計測，三次元レーザースキャナ，計測システム，NATM

1. はじめに

トンネルの建設が計画されると，事前調査として地表面踏査や調査ボーリング，弾性波探査などが行われる．しかし，トンネルは地中に構築される線形構造物であり，調査期間や費用に限りがあるため，全線にわたり詳細な調査を行うことは難しい．したがって，施工段階において，観察・計測を行い，施工中に出現した切羽の状況や掘削に伴うトンネル周辺地山の挙動を的確に把握し，現状に合せて設計や施工方法を修正することが重要となる．

山岳工法のトンネルの施工管理で実施する観察・計測には，天端沈下・脚部沈下および内空変位計測[1)]がある．天端沈下・脚部沈下および内空変位計測では，土被りや地山等級，施工の段階に応じて10～30mの間隔で1断面あたり3～5測点を計測し，測点の沈下量や測点間（測線）の距離の変化量から，周辺地山の挙動や支保工の変形モードなどを把握する．**図-1**に標準的な測定位置の例を示す．坑口付近や地山脆弱部など，大きな変位が予測される区間では，計測断面の間隔の短縮や測点の増設などにより，詳細に変位を把握している．しかし，三次元的に連続した地山挙動の把握まで至っていない．一方で，重要構造物や道路の直下を小土被りで施工する場合，より詳細にトンネル壁面の挙動を把握し，周辺構造物への影響を最小限に抑制した施工が求められる．そこで，短時間に対象物の形状を詳細測定できる三次元レーザースキャナの特徴に着目し，三次元レーザースキャナをトンネル壁面の変位計測に応用した計測システムの開発を行った．

2. 三次元レーザースキャナのトンネル変位計測技術への適用

(1) 三次元レーザースキャナの概要

三次元レーザースキャナは，短時間に対象物の形状を非接触で詳細に測定できる．**図-2**に三次元レーザースキャナを示す．山岳工法のトンネルでは，これまで主に吹付けコンクリートや覆工コンクリートの内空断面形状を把握するために用いられてきた．**図-3**に三次元レーザースキャナで測定したトンネル坑内壁面の点群データの例を示す．

(2) 三次元レーザースキャナの変位計測技術への適用

一般的に山岳工法のトンネルで行われている天端沈下・脚部沈下および内空変位計測のうち，天端沈下と脚部沈下については測点の絶対変位で評価し，内空変位については測点間の相対変位で評価している．ただし，山

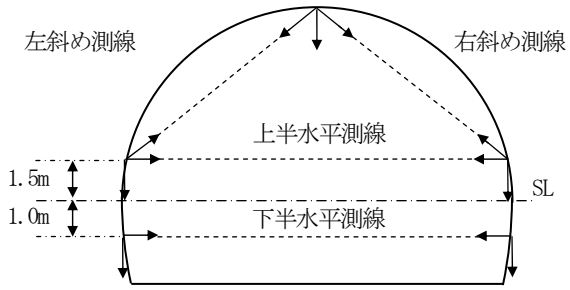


図-1 標準的な測定位置の例

岳トンネル設計施工標準・同解説[2]では，「変位量が大きい場合，あるいは偏圧の傾向が顕著な場合には，絶対変位で評価を行う．」としていることから，今回開発したシステムでは，トンネル壁面の変位について，変位の方向と変位量を表すことができるベクトルで変位を算出することにした．

(3) 三次元レーザースキャナを変位計測技術へ適用するにあたっての課題

三次元レーザースキャナで測定したトンネル壁面形状の測定結果を変位計測技術に応用するにあたって，トンネル掘削の進行に伴い変化する内空断面形状を重ね合せることで，トンネル壁面の変位として捉えることができると考えられる．しかし，三次元レーザースキャナでの測定は，光波測距儀のように定点の移動を追跡できない．そのため，単純にトンネル壁面形状データを重ね合せたとしても，トンネル壁面のある点が，どの点に移動したかを把握することは難しい．

3. 三次元レーザースキャナを用いたトンネル変位計測技術の概要

(1) 基準点を設置した断面における変位の算出方法

2.(3)で示した課題を解決する手法として，三次元レーザースキャナの測定範囲内のトンネル側壁に，三次元測定システムで用いる反射シートやプリズムなどを用いて基準点を設けた．この基準点の挙動を基に三次元レーザースキャナのデータをトンネル壁面の変位として捉える方法を考案した．**図-4**に本システムの変位算出方法の概要を示す．また，以下に基準点を設置した断面における本システムの変位算出までの手順を示す．

①三次元レーザースキャナでトンネル壁面形状を測定するごとに，基準点の座標を三次元測定システムで測定する．

②基準点をもとに，三次元レーザースキャナで測定した同一横断面内のトンネル壁面形状データを円周方向に等分割し，変位算出点を抽出する．

③変位前と変位後の対応する変位算出点を結ぶことでトンネル壁面の変位を算出する．

(2) 基準点を設置した断面以外での変位の算出方法

基準点を設置していない区間についても，トンネル壁面のある点が，どの点に移動したかを把握することは難しい．そのため，基準断面同様，変位を算出するための基準となる点を設ける必要がある．そこで，基準点を設置していない区間について基準断面内の基準点座標を比例配分し，仮想の基準点を算出することで変位を補間計算する方法を検討した．**図-5**に基準断面以外の断面における変位の算出方法の概要を示す．以下に基準断面以外の断面における変位算出までの手順を示す．

①トンネル横断方向に隣り合う2つの基準点の座標を基準点からの距離に応じて比例配分して求めた座標を仮想の基準点とする．

②仮想の基準点をもとに，三次元レーザースキャナで測定したトンネル壁面形状データを円周方向に等分割し，変位算出点を抽出する．

③変位前と変位後の対応する変位算出点を結ぶことでトンネル壁面の変位を算出する．

(3) 変位計測結果の表示

図-6～8に変位計測結果の表示例を示す．**図-6**は，トンネル横断面における変位のベクトル表示であり，任意の点で表示できるようにした．トンネル横断面で変位の方向と大きさが詳細に把握できることにより，変位が卓越した場合に的確な対応が可能となる．**図-7**は，トンネル壁面変位量の三次元の分布表示であり，変位の大きい箇所の対策工の範囲の選定が容易となる．これ以外の表

図-2　三次元レーザースキャナ

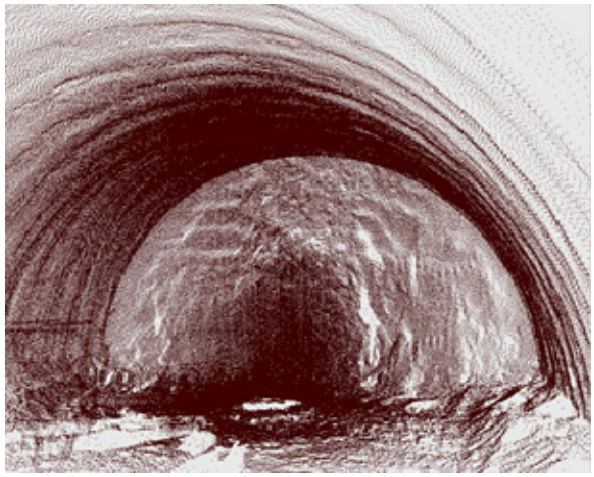


図-3　三次元レーザースキャナで測定したトンネル坑内壁面の点群データの例

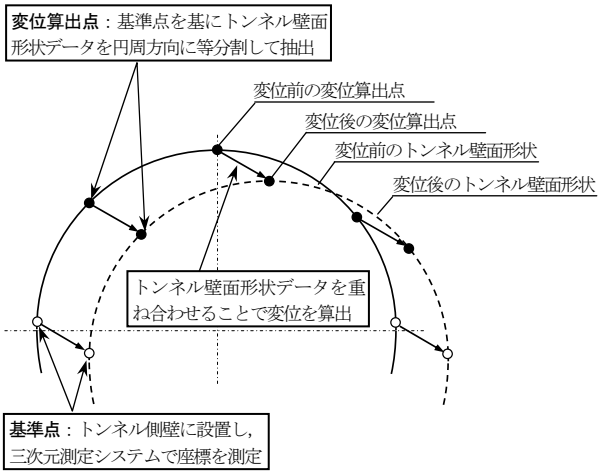


図-4　本システムの変位算出方法の概要
（基準点を設置した断面）

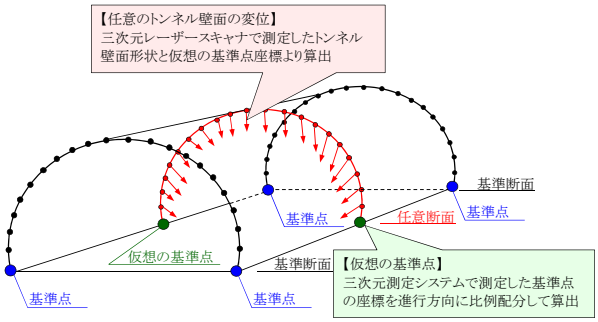


図-5　基準断面以外の断面における変位の算出方法の概要

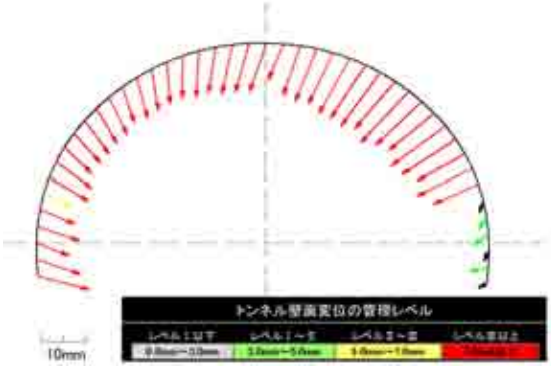


図-6　トンネル横断面における変位のベクトル表示

示機能として，トンネル壁面変位量の展開表示（**図-8**），変位量の経時変化の表示が可能である

4.　変位の算出精度の検証

本技術を山岳工法で施工するトンネルの計測技術として適用していくためには，変位の精度を検証する必要が

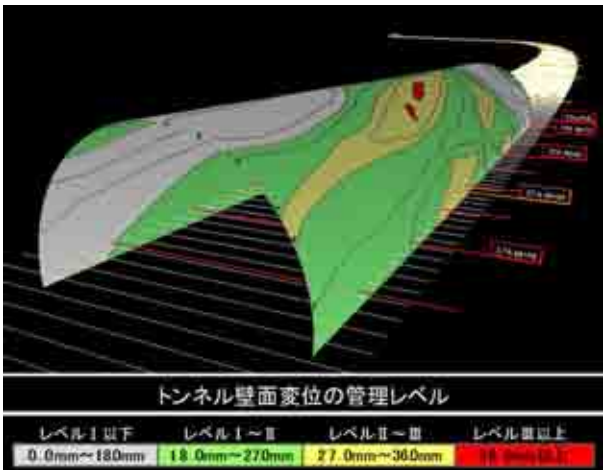


図-7　トンネル壁面変位量の三次元分布表示

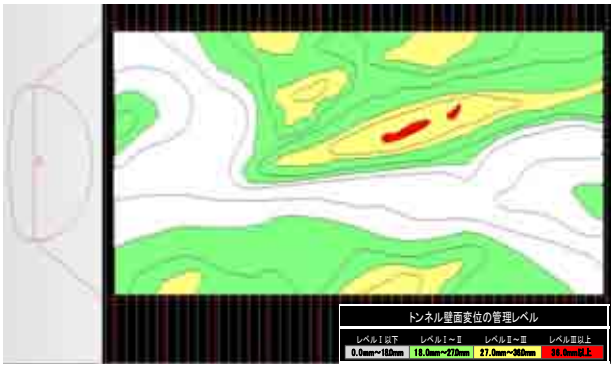


図-8　トンネル変面変位量の展開表示

ある．そこで，2車線道路トンネルにおいて，本システムで算出した変位と一般的な三次元測定システムで計測した変位を比較し，変位の計測精度を検証した．

(1) 基準断面における変位の算出精度の検証

a) 検証の概要

トンネル進行方向8m区間を試験区間とし，本システムで変位計測を行った．変位計測精度を検証するために，試験区間進行方向4m間隔で検証断面を3断面設定し，検証断面毎に5点の検証点をトンネル上半部に設置した．**図-9**に検証点の設置位置を示す．検証点には反射シートを設置し，検証点の変位を三次元測定システムで計測し，本システムで算出した同位置での変位と比較した．なお，検証断面が切羽後方2mとなった時点で検証点を設置し，初期値の計測を行った．初期値の計測以降は1回/日，最初の検証断面設置後2週間，本システムによる計測を行った．**表-1**に現場実験に用いた三次元レーザースキャナの諸元を示す．三次元レーザースキャナの解像度は水平1/6°，鉛直1/24°とした．

b)変位算出精度の検証

図-10に三次元測定システムで計測した検証点の変位と本システムで算出した変位の絶対量の差を示す．変位の絶対量の差は，最大8.8mm，最小値0.1mm，平均値

2.6mm，標準偏差2.3mmであり，全体の66%が3mm未満であった．また，**図-11**に三次元測定システムで計測した検証点の変位ベクトルと本システムで算出した変位ベクトルの差を示す．変位ベクトルの差については，**図-12**に示す考え方で算出した．変位ベクトルの差は，最大10.6mm，最小値0.2mm，平均値3.6mm，標準偏差2.7mmであり，全体の50%が3mm未満であった．変位量の絶対量の差および変位ベクトルの差の平均値は3mm程度であることから，基準断面においては変位の計測技術として十分適用可能であると考えられる．

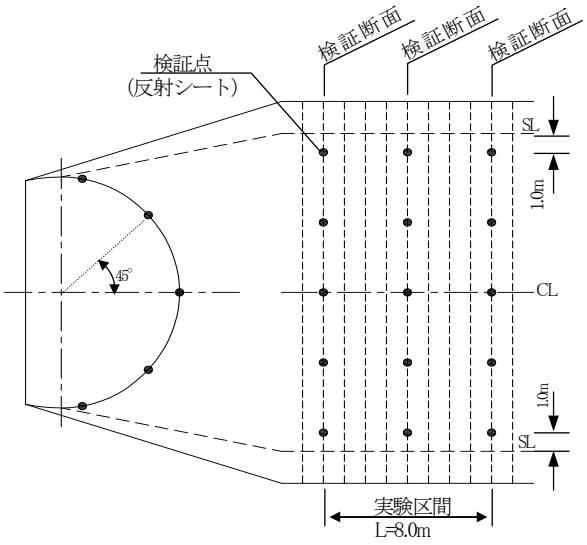


図-9　検証点の設置位置

表-1　試験に用いた三次元レーザースキャナの諸元

測定方式	フェーズシフト回転ミラー
レーザー波長	685nm(赤色)
測定可能距離	器械点より 1.5m～30m
測定可能範囲	水平方向 360°，鉛直方向 270°
ノンプリズム測距精度	±1mm

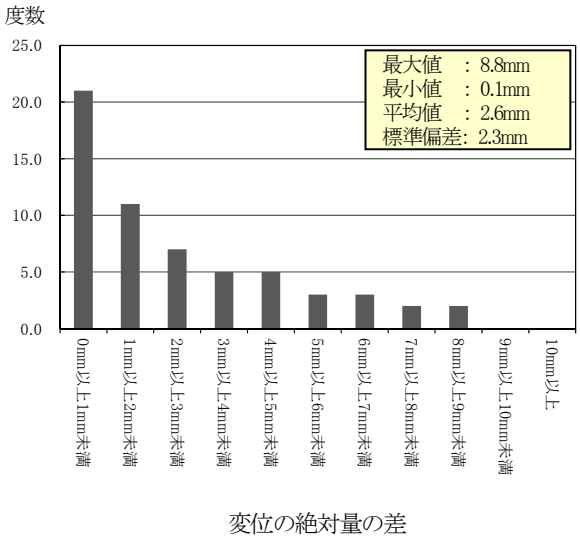


図-10 三次元測定システムで計測した検証点の変位と本システムで算出した変位の絶対量の差

(2)基準断面以外での変位の算出精度

a) 検証の概要

トンネル進行方向8m区間を試験区間とし，本システムで変位計測を行った．**図-13**に試験区間における基準点，変位の精度を確認する検証点となるターゲットの配置図を示す．試験区間両端の断面ＡおよびＥは，SL上1.0mの左右2箇所と天端1箇所の合計3箇所にターゲットを設置した．また，2mごとの3断面（断面Ｂ～Ｄ）に，SL上1.0mの左右2箇所，トンネル中心より45°方向の左右2箇所、天端部1箇所の合計5箇所に反射シートを用いてターゲットを設置した．試験区間の掘削開始より，三次元レーザースキャナを用いて1日1回試験区間のトンネル壁面形状を測定するとともに，ターゲットの座標を三次元測定システムで測定した．なお，ターゲットは切羽後方2mとなった時点で設置し，初期値の計測を行った．現場試験に用いた三次元レーザースキャナは前節の実験で使用した器械と同様であり（**表-1**参照），解像度も同様に水平1/6°，鉛直1/24°とした．

基準断面以外の区間では，基準断面からの距離に応じ

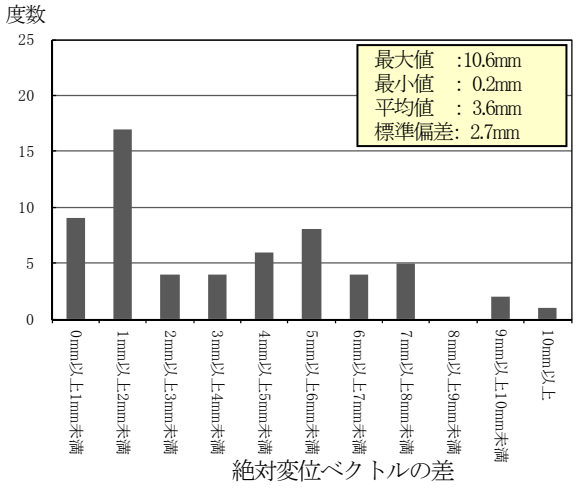


図-11 三次元測定システムで計測した検証点の変位ベクトルと本システムで算出した変位ベクトルの差

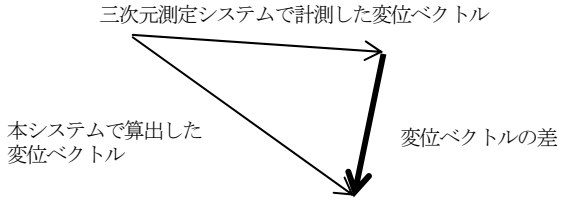


図-12　変位ベクトルの差の概要

て比例配分して仮想の基準点を設けるため，補間した変位の精度は，基準断面からの距離に影響を受けることが想定される．そのため，本試験では基準断面間隔を4m，6m，8mとして基準断面の間隔が計測精度に及ぼす影響を検証した．

図-14～16に基準断面および検証断面の配置を示す．基準点間隔4mの場合のパターン1では，断面Ａ，Ｃを基準断面とし，断面Ｂを検証断面として断面Ｂにおける変位の絶対量と変位ベクトルを算出し，基準断面以外の区間における変位算出精度の検証とした．基準点間隔4mのパターン2では，断面Ｂ，Ｄを基準断面，断面Ｃを検証断面とし，パターン3では，断面Ｃ，Ｅを基準断面，断面Ｄを検証断面とした．基準点間隔6mのパターン1では，断面Ａ，Ｄを基準断面，断面Ｂ，Ｃを検証断面とし，パターン2では断面Ｂ，Ｅを基準断面，断面Ｃ，Ｄを検証断面とした．基準点間隔8mでは，断面Ａ，Ｅを基準断面，断面Ｂ～Ｄを検証断面とした．

b) 変位算出精度の検証

表-2に基準断面以外における変位の絶対量および変位ベクトルの差を，**図-17**に基準断面間隔と計測精度の平均値を示す．変位の絶対量の差の平均値は，基準断面間隔が4m，6m，8mの場合には2.5mm，3.0mm，3.0mmであった.また，変位ベクトルの差の平均値は，基準断面間隔が4m，6m，8mの場合には，それぞれ3.9mm，4.1mm，4.1mmであった．基準断面間隔を8mとしても変位の絶対量の差および変位ベクトルの差において，平均値で3mm程度であることから，山岳工法のトンネルにおける計測技術としては十分に適用可能であると考えられる．

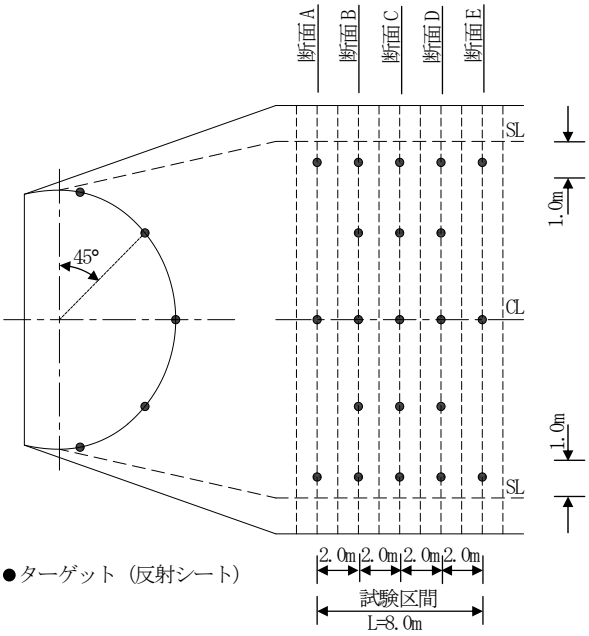


図-13　試験区間およびターゲットの配置図

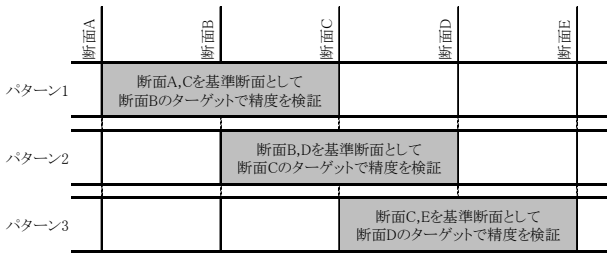


図-14　基準断面および検証断面（基準断面間隔4m）

図-15　基準断面および検証断面（基準断面間隔6m）

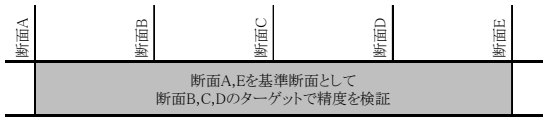


図-16　基準断面および検証断面（基準断面間隔8m）

表-2　基準断面以外における変位の絶対量および変位ベクトルの差

補間方法	変位の絶対量の差 (mm)			変位ベクトルの差 (mm)		
基準断面間　隔	4m	6m	8m	4m	6m	8m
平 均 値	2.5	3.0	3.0	3.9	4.1	4.1
標準偏差	1.9	1.9	1.8	2.3	2.2	2.1
最 大 値	7.9	8.9	7.8	9.9	10.1	10.2
最 小 値	0.0	0.2	0.2	0.6	0.3	0.4

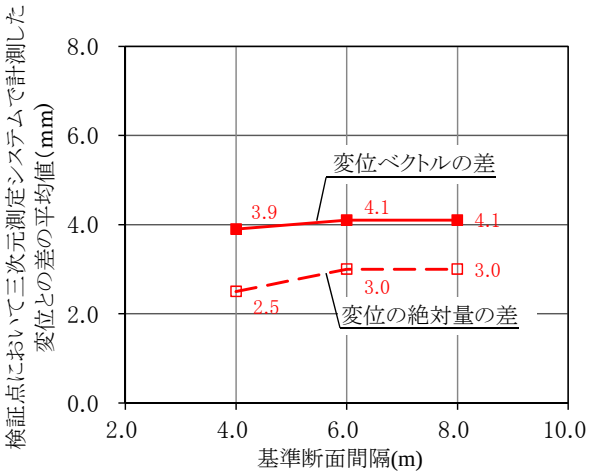


図-17　基準断面間隔と計測精度の平均値

5. 山岳トンネルにおける適用事例

図-18 に山岳トンネルにおける変位量の三次元表示を，**図-19** に変位量の展開表示を示す．適用を行った区間は，トンネル壁面間の離隔が約 18m（約 1.5D）の併設トンネルの後進坑であった．掘進方向の左側側壁部（先進坑側）に集中して変位が発生している状況が詳細に表現できている．

6. まとめ

短時間に対象物の形状を詳細に測定できる三次元レーザースキャナの特徴に着目し，トンネル壁面の変位をより詳細に把握できる手法を考案した．これにより，トンネル壁面に発生する変位を三次元の分布として捉えることができた．精度に関しては，基準断面における変位の算出精度と基準断面以外における変位の算出精度を検証した．その結果，変位量の絶対量の差および変位ベクトルの差の平均値で 3mm 程度であり，山岳工法のトンネルに十分適用可能であることを確認した．今後，都市部山岳工法で施工するトンネルや地山が脆弱でトンネルの安定が懸念されるトンネル，重要構造物と近接するトンネルなどを中心に，本技術の展開を考えている．

参考文献

1) 社団法人　日本道路協会：道路トンネル観察・計測指針，pp.31-33，2009.

2) 独立行政法人　鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p.276，2011.

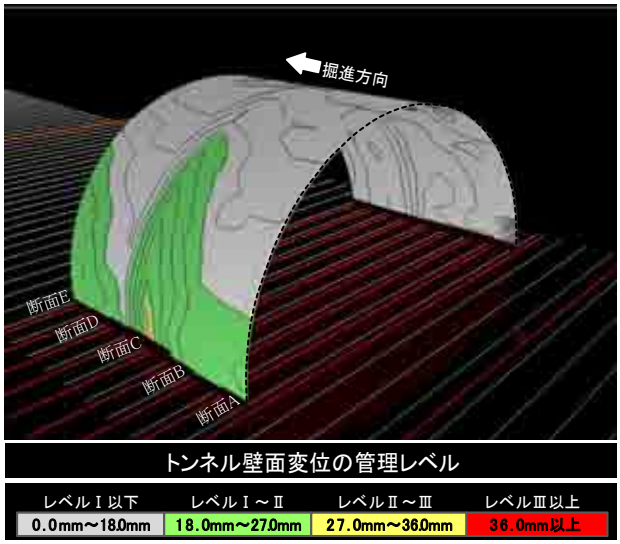


図-18　変位量の三次元表示

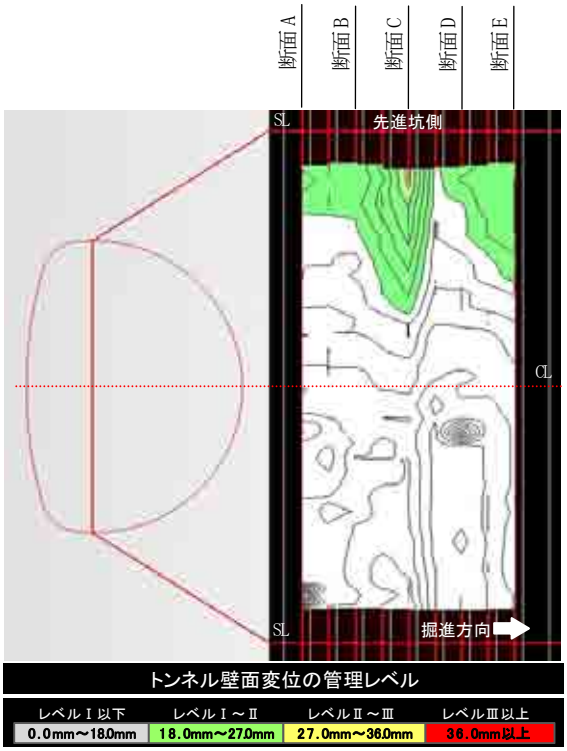


図-19　変位量の展開表示

「大阪湾水質予測システム」の構築に向けた検討について

齋藤　杏子

近畿地方整備局　神戸港湾空港技術調査事務所　調査課（〒651-0082　神戸市中央区小野浜町7番30号）

大阪湾では，湾奥部の底層溶存酸素量が不足するなど，慢性的な水質汚濁に対して，「大阪湾再生行動計画」を策定し，環境改善施策を推進しているところであり，大阪湾の海洋環境に係る施策の検討及び評価においては，モニタリング等による水質の把握が不可欠となっている．

本研究では，大阪湾沿岸12地点において多層・多項目での1時間毎の自動観測を行い，その観測値をリアルタイムに配信している「大阪湾水質定点自動観測システム」，及びそのデータ等を用いて大阪湾全体の水質の挙動を把握することを目的とした「大阪湾水質予測システム」構築における検討について報告する．

キーワード　大阪湾，海域環境，貧酸素水塊，水質調査，モニタリングポスト

1.　はじめに

大阪湾は，瀬戸内海の東端に位置する閉鎖性の高い海域であり，背後には大きな人口，産業集積を有する集水域を抱えている．これらの特性により，大阪湾は陸域から大量の汚濁負荷が流入するとともに，外海との海水交換が起こりにくいため，水質の悪化が生じやすい．このような状況の中，「大阪湾再生行動計画（第二期）」（大阪湾再生推進会議）では，水辺を快適に散策できる海（湾奥部），水に快適に触れあうことができる海（湾口部，湾央部）を目指して，“美しい「魚庭（なにわ）の海」”を目標として掲げており，汚濁負荷やごみの削減等の取り組みを行うとともに，効果を把握するため，水質環境のモニタリングの充実に取り組んでいるところである．

そこで，大阪湾沿岸12地点においてモニタリングポストを設置し，1時間毎の観測値をリアルタイムでweb配信する「大阪湾水質定点自動観測システム」を2010年に構築した．一方，観測地点は沿岸域の12地点のみであり，湾奥沿岸部に偏在していることから，未観測エリアも含めた大阪湾全体の水質を把握するため，大阪湾水質定点自動観測システムの取得データの他河川データ，気象データ等を使用して水質シミュレーションを行う「大阪湾水質予測システム」を構築する運びとなった．

本論文では，リアルタイムの水質データの取得を行う「大阪湾水質常時観測システム」及びそのデータ等を用いてリアルタイムに大阪湾の水質シミュレーションを行うことにより，大阪湾全体の水質の挙動を把握する「大阪湾水質予測システム」構築に向けた検討について報告する．

2.　「大阪湾水質定点自動観測システム」について

(1) 大阪湾水質定点自動観測システムの概要

これまでのわが国の海洋モニタリングは，公共用水域水質調査のような定期モニタリングや，場所・期間の限られた監視調査等がほとんどであり，測定頻度は年4回や月1回程度で，測定層も上層や下層の2層程度であった．このように従来のモニタリングデータは時間的・空間的に限られた情報であり，大阪湾全体の水質の挙動を把握するには，データが不足している状況であった．そこで，水質・流況等のデータを常時取得する水質定点自動観測機器を大阪湾内12地点に設置し，2010年から常時観測を行っている．（図-1）

図-1　水質定点自動観測機器の配置図

水質定点自動観測システムでは，大阪湾内の波浪観測塔や灯浮標，岸壁等の既設構造物等12地点に自動観測機器を設置し，水温，塩分，DO，光量子，流向・流速，風速等多項目の測定を実施している．流況，水質ともに鉛直方向間隔1m，時間間隔60分で計測され，その結果をインターネットでリアルタイムに配信している[1)]．（表-1，図-2）

表-1 水質定点自動観測機器の観測内容

No.	モニタリングポスト	水温	塩分	DO	Chl.a	濁度	光量子	流況	風況	観測方式
①	明石海峡航路東方灯浮標	○	○							固定式（1層）
②	洲本神灯浮標	○	○							固定式（1層）
③	関空ＭＴ局	○	○	○	○	○	○	○	○	自動昇降式
④	神戸港波浪観測塔	○	○	○	○	○	○	○		自動昇降式
⑤	淀川河口	○	○	○	○	○	○	○	○	固定式（3層）
⑥	阪南神窪地	○	○	○	○	○	○	○	○	自動昇降式
⑦	堺浜	○	○	○	○	○	○	○		自動昇降式
⑧	神戸六甲アイランド東水路中央第三号灯標	○								固定式（18層）
⑨	浜寺航路第十号灯標	○								固定式（18層）
⑩	淡路交流の翼港	○	○							固定式（2層）
⑪	須磨海づり公園	○	○							固定式（2層）
⑫	大阪港波浪観測塔	○	○	○	○	○	○	○	○	自動昇降式

図-2 設置状況及び設置イメージ

(2) データの活用及び分析

水質定点自動観測システムでは，従来の定期モニタリング等では取得できなかった様々な条件下での水質データを取得することができる．そのため，大阪湾の環境特性を解明する上で重要な，台風通過時や大出水時等における水質変化状況も把握することが可能になった．図-3には台風通過時における大阪港波浪観測塔のDO飽和度の変化を示しており，貧酸素水塊の一時的な解消やその後の再形成など，台風通過に伴う貧酸素水塊の挙動が確認できる．貧酸素とは，水中の生物に必要な酸素が十分にない状況であり，風や潮汐により海水が撹拌されると，貧酸素水塊は生じない．

また，水質定点自動観測システムでは，複数の地点で同時刻に連続して測定を行っているため，測定時間のずれ等による誤差を含んでいた従来の定期モニタリングデータと異なり，海域による水質特性の違いをより正確に把握することが可能になった．各観測地点における貧酸素（DO飽和度40%以下を貧酸素と定義）の最大継続日数をみると（図-4），堺浜では130日以上貧酸素が継続しており，他海域に比べて，強風等による一時的な貧酸素水塊の解消が生じにくい状況がうかがえる．また，出水の影響を受けやすい淀川河口では，神戸港波浪観測塔や大阪港波浪観測塔に比べて貧酸素の最大継続日数が短い傾向も確認できる．

図-5には，貧酸素水塊形成期（4～7月）における神戸港波浪観測塔での水温差（海面下0.5mの水温と測定最下層の水温の差）と底層DOの相関を示しており，底層が貧酸素化している時期の水温差は概ね2℃以上であり，水温差がそれ以下の場合にはほとんど貧酸素化しないことが確認できる． 水質定点自動観測システムでは，多項目の水質データを長期にわたり連続的に取得しているため，このような水質項目間の関係性や気象変化との対応について詳細に分析することが可能になった．

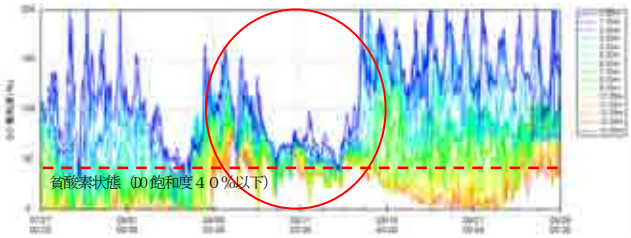
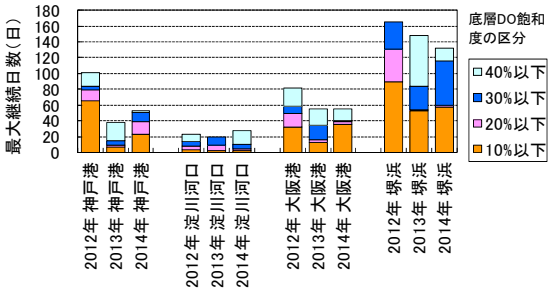
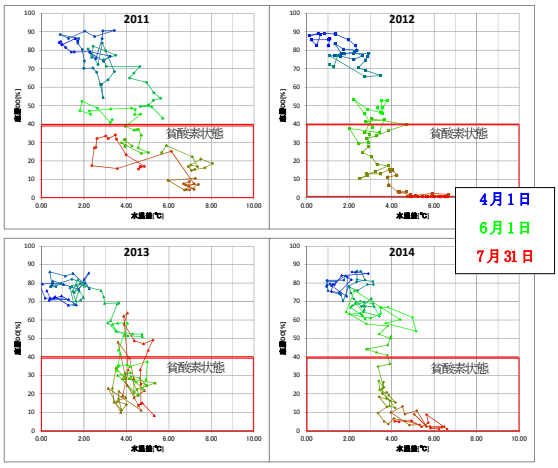


図-3 DO飽和度の時系列図（大阪港，台風時）



注）DO飽和濃度の日平均値に基づき算定

図-4 貧酸素の最大継続日数



注)水温差:[海面下0.5mの水温]−[測定最下層の水温]

図-5 水温差と底層DO相関図(神戸港，日平均値)

(3) 大阪湾水質定点自動観測システムの課題

大阪湾水質定点自動観測システムは，年間を通して常時水質データを取得することができることから，汚濁メカニズムの解明にあたって非常に有意義な観測システムとなっている．しかしながら，点データの時系列解析（自動連続観測データによる解析）では，特定の海域での解明しかできず，また地点間の関係性が不明瞭な場合がある．そこで大阪湾全体の水質の挙動把握を可能とする予測システムの構築を行うこととなった．

3. 「大阪湾水質予測システム」の構築について

(1) 大阪湾水質予測システムの概要

大阪湾水質予測システムは，日々の水質を点データではなく，3次元的な把握・蓄積を可能とするシステムである．

水質予測計算は，現時刻（基準時刻）の約1～2日前から約1日後までの計算を1セットとして，一定時間毎（半日～1日毎）に基準時刻をずらしながら繰り返し計算を行うリアルタイム計算を想定している．

また，大阪湾では水質定点自動観測システムにより鉛直方向に高密度かつ多点での水質連続観測が実施されていることから，水質予測の精度向上に向けた水質定点自動観測データの活用方法についても検討を行った．

(2) システムの構成

システムの処理フローを図-6に示す．

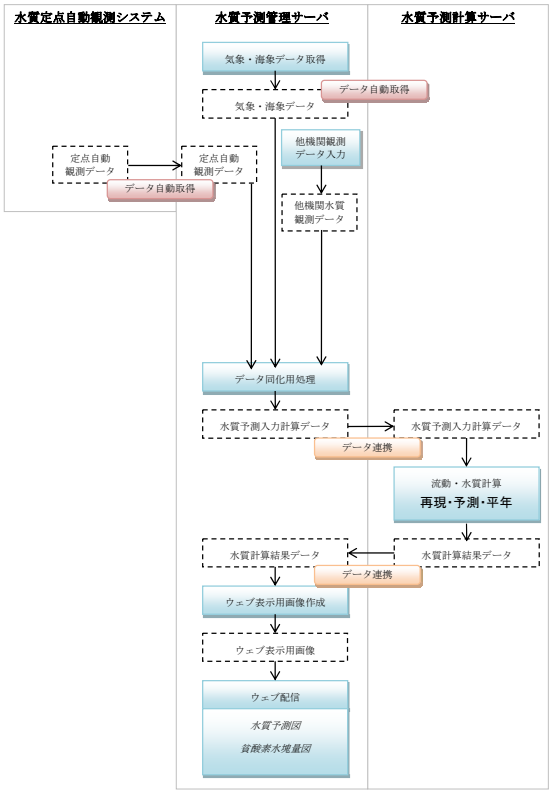


図-6 システムの処理フローの概要

水質予測システムは，水質予測計算に相応の処理負荷が見込まれることから，計算条件の設定や計算結果の処理を行う管理サーバと，水質予測計算を行う計算サーバの2つに分割するものとした．

また，計算条件の設定やデータ同化に活用するため，大阪湾水質定点自動観測システムにより得られる水質データを取得する．

(3) 水質モデル

流速，水質・塩分を計算する流動水質モデルには，ROMSを使用した．ROMSは静水圧3次元流動モデルをベースに水質モデルなどの様々なモデルを一体的に扱うことができるシステムである．

ROMSに加える水質モデルはROMSに組み込まれているFennel型水質モデルをベースに改良して用いた．水質モデルの概要を図-7に示す．

また，水質予測の精度向上を図るため，水質定点自動観測システムで得られる水質データを同化する方法を採用した．データ同化は気象学や海洋学の分野で用いられる手法であり，数値シミュレーションに観測データを埋め込み馴染ませることで，計算値を観測値に近づける手法（ナッジング法）である．

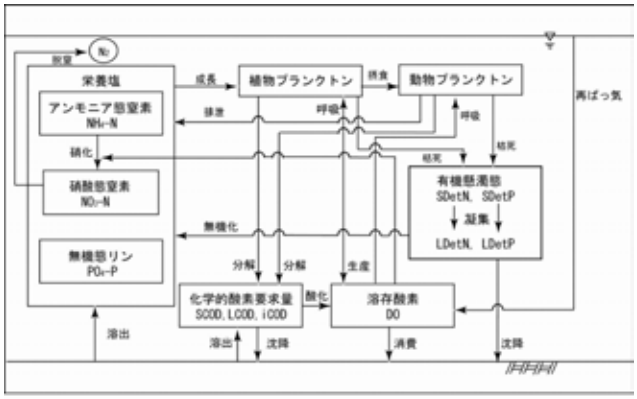


図-7 水質モデルの概要

(4) 計算条件の設定方法

a) 地形条件

計算領域は明石海峡西側の播磨灘と西側開境界，紀淡海峡南側の紀伊水道を南側開境界とする東西方向 60km ×南北方向 63.5km の領域である．水平格子間隔は湾奥では地形を細かく表現するために 500m，その他は 1km と設定し，海面から海底まで鉛直方向には 20 層で区切り，表面付近では層厚が薄くなるよう設定した．（図-8）

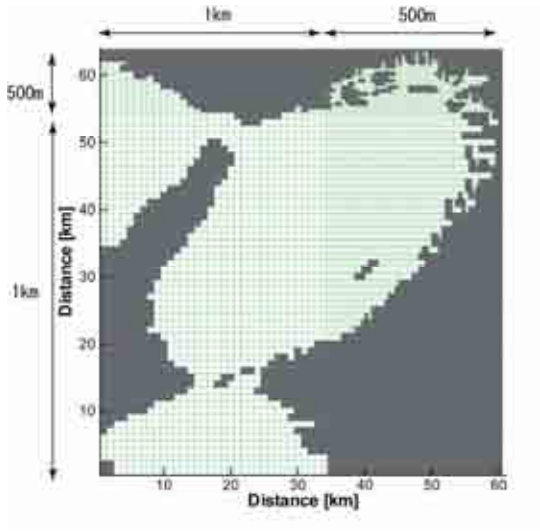


図-8 水平方向の計算格子

b) 境界条件等

現時刻（基準時刻）以前の計算を「再現計算」，現時刻（基準時刻）後の計算を「予測計算」とし，それぞれの計算条件の設定方法を検討した．気象条件（気圧，気温，湿度，風，降水量，雲量，日射量），河川流量，河川水温，開境界条件（水温・塩分，潮位，水質）等の計算条件の設定方法は表-2に示すとおりである．

「再現計算」では，リアルタイムに得られるデータに基づき計算条件の設定を行うことを前提とした．水質（DO，クロロフィル，植物プランクトン，NO_3-N，NH_4-N，PO_4-P）の開境界条件については，リアルタイムでデータを得ることが出来ないため，アメダスデータ等を活用した重回帰式による推定値を与えるものとした．重回帰式は，瀬戸内総合水質調査による開境界付近の水質調査結果を目的変数とし，説明変数に境界付近の気温，日照時間，河川水質を用いて重回帰分析を行うことにより作成した．

表-2 再現計算及び予測計算における計算条件の設定方法

項 目	計算条件の設定方法	
	再現計算	予測計算
日照量以外の気象条件	アメダスの観測値又は地上気象観測値	GPV（気象庁）予測データ
日射量	地上気象観測値	GPVの雲量・気温・湿度より推定
河川流量	淀川，大和川：水位観測値より換算 その他：年平均流量	左記データの最新値
河川水温	大阪湾水質定点自動観測値（淀川河口）	左記データの最新値
開境界水温・塩分	大阪湾水質定点自動観測値	左記データの最新値
開境界潮位	天文潮位を観測値を用いて補正	天文潮位を前12時間の観測値を用いて補正
開境界水質	気温，日照時間，河川水質より推定	左記データの最新値
同化計算	大阪湾水質定点自動観測値	なし

⑸ 異常時における対策

本システムは，一定時間毎（半日～1日毎）に前回の計算結果を引き継ぎながら計算を繰り返すため，一度計算が停止すると次の計算に計算結果が引き継がれずシステムが停止する．そのため，システム停止を防止する対策を講じる必要がある．

計算が停止する理由の一つとして，インプットデータ（気象・海象データ等）の欠測または異常値の混入があげられる．この対策として[2)]，欠測や異常値の混入があった場合には予め決められた方法により自動的に補完することとした．各データの補完方法を表-3に示す．補完を行う場合，現実に近い値で補完することが重要となる．例えば，気温のように日周期で変化する項目については，日平均値等で補完するのではなく，前日の同時間のデータを与える等，各データの特徴を考慮して，できる限り現実に近い値で補完することが求められる．

欠測や異常値の混入が連続する場合には，表-3の方法による補完が繰り返されるため，長期間にわたり欠測や異常値が発生した場合には，表-3の方法では補完が困難となる．そこで，補完方法の繰り返し限度を設定し，繰り返し限度を超えた場合には既存データにより作成したデータベースの値で補完することとした．補完方法の繰り返し限度と最終的な対策を表-4に示す．

表-3 各データの補完方法

項目	基本的特徴	補完方法
水温	日単位での変化が小さい	前日の同時間のデータ
塩分	日単位での変化が小さい	前日の同時間のデータ
風	短期的な傾向が弱い	直前のデータを一定値とする
河川流量	傾向がある程度続く	直前のデータを一定値とする
気温	一日周期で変化，日単位での変化量が小さい	前日の同時間のデータ
気圧	一日周期で変化，日単位での変化量が小さい	前日の同時間のデータ
湿度	一日周期で変化，日単位での変化量が小さい	前日の同時間のデータ
雲量	周期性がない	月平均値で置き換え
短波放射量	一日周期で変化，月単位で変化する	月平均された１時間単位のデータ
雨量	一日周期で変化，月単位で変化する	月平均された１時間単位のデータ
水質データ	日単位での変化が小さい	前日の同時間のデータ

表-4 補完方法の繰り返し限度と最終的な対策

項 目	補完方法の繰り返し限度	最終解決策
水温	5日分	月平均された１時間単位のデータベース
塩分	5日分	月平均された１時間単位のデータベース
風	5日分	月平均された１時間単位のデータベース
気温	5日分	月平均された１時間単位のデータベース
気圧	5日分	月平均された１時間単位のデータベース
湿度	5日分	月平均された１時間単位のデータベース
水質（境界条件として）	10日分	月平均されたデータベース

また，インプットデータが原因でない場合でも，計算が発散（停止）する可能性がある．その場合の対策として，以下の2段階の対策を講じることとした．1段階目は発散した場合に計算の初期条件を減衰させて計算をやり直す（発散がなくなるまで初期条件の流速を80%，50%と減衰させていく）方法である．2段階目は，常に通常計算と並行して平年計算（外力条件・開境界条件に平年値のデータを用いた流況計算）を行い，1段階目の対策を講じても発散した場合には平年計算結果に差し替え，次の計算に引き継ぐ方法である．この2つの対策を組み合わせることで計算の発散によるシステムの停止を防止する．

(6) 水質予測計算結果の検証

水質予測システムでは，水質予測の精度向上を図るため，水質定点自動観測システムで得られる水質データの同化処理を行う．ここでは，水質データの同化がどの程度効果を発揮するかについて検証した．同化あり，同化なしの２つの計算結果と，鉛直方向に高密度で観測されている大阪湾環境保全調査（海上保安庁）による観測値を比較した．比較は夏期（2013年8月2日）のデータにより実施した．(図-9)

各観測地点において比較した結果，一部観測値と差があることが認められる箇所も見受けられたが，水質データをナッジング法を用いて同化することにより，同化なしの水質計算と比較して概ね良い再現性が得られた．今後は実際のケースでの検討を重ね，境界条件の設定方法やナッジング係数分布等について，課題の洗い出しや精査を行う必要がある．

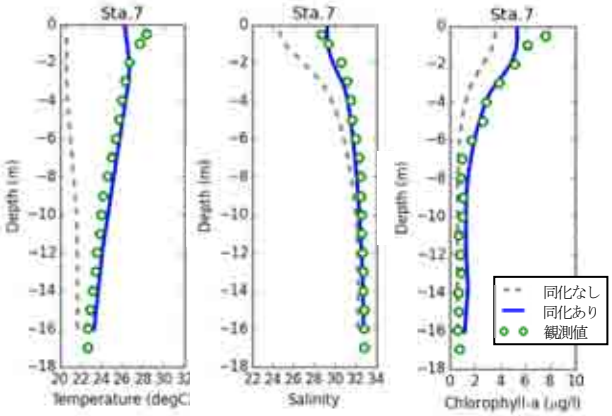


図-9 水温，塩分，ｸﾛﾛﾌｨﾙａの鉛直分布比較

(7) 水質予測システムのアウトプット

水質予測システムにより，夏期底層DO等の変化を3次元的に把握することができるため，水質改善施策の効果等を評価する際，従来は測定値を元に平面コンター図（面積）で評価していたものを， 3次元シミュレーションにより貧酸素水塊の体積量等さまざまな指標での評価が可能となる．想定されるアウトプットの具体的イメージについて以下に示す．

a) 貧酸素水塊の体積量

大阪湾における貧酸素水塊の月平均体積量のアウトプット例を図-10に示す．このように体積量を指標として，貧酸素水塊の形成規模の季節変化や年変化等を評価することができる．また，水質改善施策導入前後のデータを比較することで，貧酸素水塊の形成規模の観点により改善効果を定量的に評価することが可能となる．ここでは月平均値を算出したが，目的に応じて季節単位や日単位の平均値を整理することも可能である．

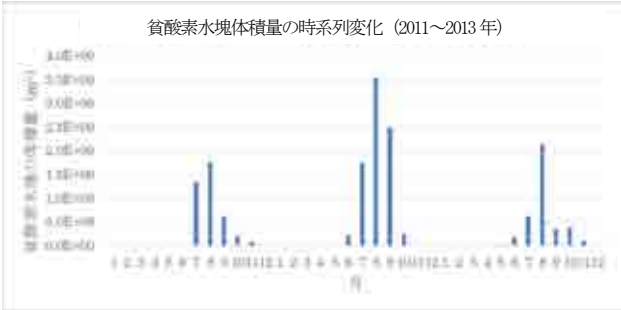


図-10 大阪湾における貧酸素水塊の体積量のアウトプット例

b) 水質項目の水平分布

水質予測システムでは，日々の水質を3次元的に蓄積することが可能であるため，使用目的に応じて必要とする項目，時間，深度を自由に設定して水平分布をアウトプットすることができる．例として，2011年8月の底層DOの月平均水平分布を示す．（図-11）

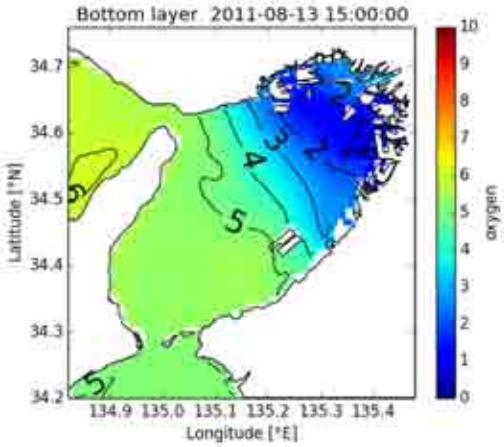


図-11 底層DOの水平分布のアウトプット例（2011年8月，月平均）

c) 貧酸素水塊の層厚分布

底層DO値や貧酸素水塊の体積量だけではなく，貧酸素水塊の層厚等も把握が可能となることから，図-12及び図-13に示すように貧酸素水塊の3次元的な形成状況が可視化でき，貧酸素水塊の形成状況の変化をわかりやすく把握することができる．

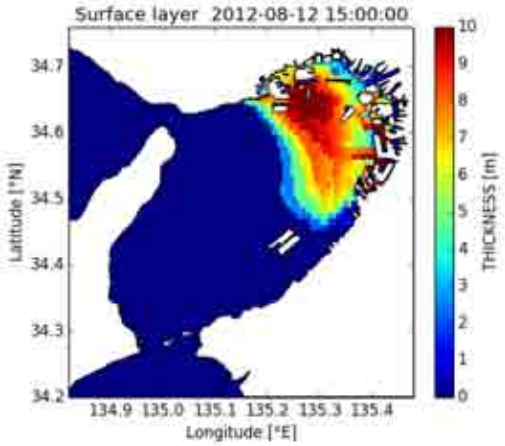


図-12 貧酸素水塊（DO3mg/L以下）層厚のアウトプット例（2012年8月）

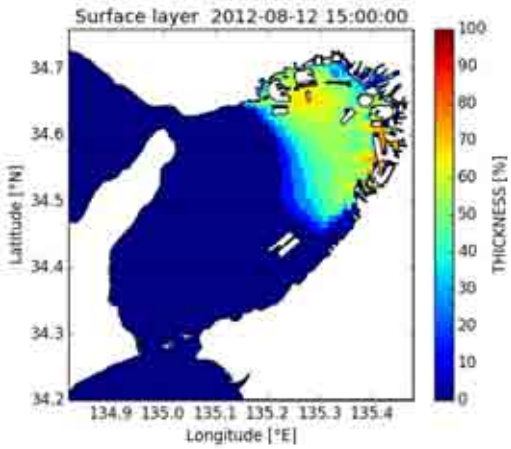


図-13 貧酸素水塊（DO3mg/L以下）層厚の全水深に対する割合のアウトプット例（2012年8月）

4. 「大阪湾水質予測システム」の活用方策

大阪湾水質予測システムの構築により，モニタリングポストを設置していない箇所についても，水質環境を把握することができ，大阪湾全体の水質環境を多面的にとらえることが可能になることから，大阪湾内に無数のモニタリングポストを設置せずとも，大阪湾における水質環境の全体的な把握を行うことができる．

様々な条件下による水質分布の変化を面的に把握することで，貧酸素水塊の発生・解消機構，青潮発生機構，富栄養化・貧栄養化機構の解明に活用できる．また，長期的な水質分布の変化を面的に把握することにより，これまでは個々の環境施策について評価を行っていたのが，大阪湾全体において評価が可能となり，大阪湾再生行動計画による各種の施策効果を定量的に評価することも可能となる．今後，計算結果をリアルタイムに発信することも想定し，各機関において水環境施策を行う際（海水循環設備の設置，干潟の造成等）にも，効果的・効率的な水質改善施策の展開が可能となる．

5. まとめ

本論文では「大阪湾水質定点自動観測システム」及び「水質予測システム」の構築に向けた検討について報告した．大阪湾全体の3次元的な水質分布の把握は，大阪湾の汚濁機構解明に大きく寄与するものと考えられる．

今後の課題として，本システムを実際のリアルタイムデータを用いて再現・予測計算を実施し，さらに海洋短波レーダ（ＨＦレーダ）によって観測されている表層流速分布等の各種データを用いることにより，予測精度を向上させ，大阪湾全体における環境改善施策の反映に役立てていきたい．

参考文献

1)入江政安，辻陽平，西田修三，坂井啓吾，中島晋，中平浩之，中筋みゆき：大阪湾水質定点自動観測データを用いた貧酸素水塊の挙動の解析と可視化，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol. 67，No. 2，pp. 931-935，2011

2)宇城誠：「粒子追跡システム」の構築とその活用について，2014年度近畿地方整備局研究発表会論文集（調査･計画・設計部門）

公共通信網未整備地域における広域対応型情報化施工の試みについて

森　英治[1]　　松尾　健二[2]

[1]前田建設工業㈱　関西支店　新名神高速道路切畑トンネル工事　（〒669-1241兵庫県宝塚市切畑字検見1-2）

[2]前田建設工業㈱　本店　土木事業本部　土木技術部（〒102-8151東京都千代田区富士見2-10-2）

本報告は、山間部に位置する高速道路新設現場において、無線通信インフラに25GHzという周波数帯を利用し、複数の有線および無線LAN装置を複合的に配置することで、延長約４ｋｍにわたるエリア内に光回線と同等の高速通信網を構築し、様々なICT機器の導入による施工の合理化のみならず、各種情報のマネジメントを可能にした事例を示す。ブルドーザの巻出し管理や振動ローラーの締固め管理、スマートフォンを利用したIP電話やTV電話、WEBカメラ、施工箇所での書類作成から安全管理までと様々な活用事例を紹介し、情報化施工のためのインフラ整備における、問題点および施工管理での今後の活用方法についてまとめたものである。

キーワード　ICT，生産性向上，無線通信，WIPAS，マシンガイダンス，αシステム，

1. はじめに

山間部での高速道路新設工事は、施工延長が長く、また人口集中地域を避けていることもあり、携帯電話を含めた通信網が完備されていないことが多い。そのような条件下で情報化施工を行うには、通信インフラを自ら構築する必要がある。有線であれば光ケーブルやイーサネットケーブル、無線であれば無線LAN規格のアンテナ等で実施するものであるが、既存の光ケーブルのカバーエリアからの距離が遠く、延長のための工事費などのコスト等の問題で実用化がされていないのが現状であった。

本報告では、25GHzという周波数帯を利用した無線装置での通信インフラを構築、またこの通信装置を基とした、複数の有線LANおよび無線装置を複合的に配置することにより、延長4kmにわたるエリア内に光回線と同等の高速通信網を確立した事例を示す。

また、この高速通信網を利用することにより、現場内でのIP電話、WEBカメラの活用を基本とし、明かり工事でのブルドーザ巻出し管理、振動ローラ締固め管理、ダンプ入場管理、トンネル工事での坑内通信通話システム、タブレットによる現場管理などの情報化施工を実現した実例を示す。トンネル坑内と外部との通信方法は従来はメタル線を利用した固定電話を坑内の一定間隔で設置する方法が一般的である。近年、有線LANを利用した固定電話（IP電話）が普及しつつあり、WEBカメラや各種計測結果を事務所にて確認できるようになってきた。またＰＨＳ利用した通信もできるようになっている。

情報化施工のためのインフラ整備における、問題点および施工管理での今後の活用方法についてまとめる。

2. 高速拠点間通信の整備

当作業所は事務所および施工ヤードとも、人家のほとんどない山間部に位置しており、切盛土工（約430万m^3）トンネル工（上下線延べ3982m）、橋梁下部工（橋脚11基、橋台10基）を含む暫定4車線の新名神高速道路本線工事であるため、施工延長も約4 kmと広大であった。この様な現場条件において、すべての工種を統括管理するためには地理的な制約を克服するために通信設備の整備が不可欠と考えた。また、本現場の明かり工事とトンネル工事のちょうど切替わり付近に事務所を計画していたことから、この施工延長内を高速通信で結ぶためには、拠点となる事務所までの光通信回線が必須であった。

近接の公共光回線拠点は現場内を縦断するように整備されていたが、事務所までは約1.6 kmの離隔があった。また、山間部があるなどの地形的要因によりこの光ケーブルを延長して敷設することは困難であり、既存道路を使って迂回して光ケーブルを敷設する必要があった。

そこで、公共の光回線と事務所の間を通信するために無線方式で通信する方法を検討した。図-2-1に現場内の拠点通信エリアを示す。光回線拠点から山頂の見晴らしの良い場所までの約600mに光ケーブルを配線し、①無線拠点とした。そこから情報化施工区間の一つである②

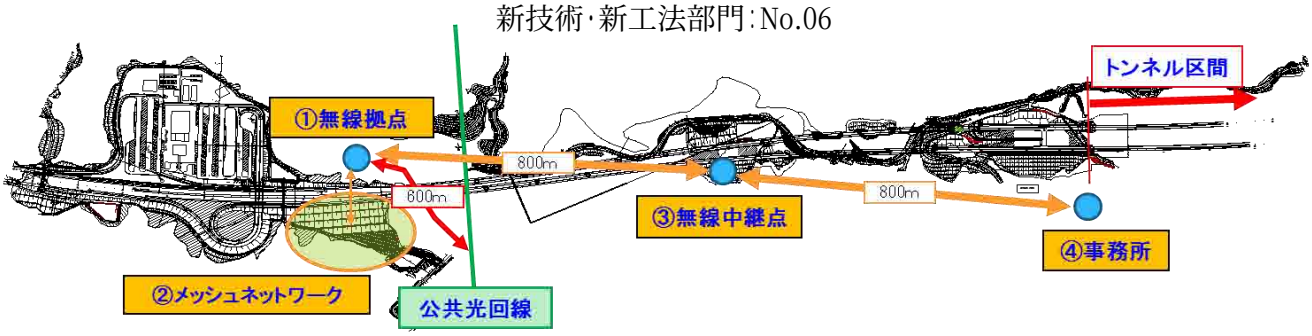


図-2-1　現場内の拠点通信計画

メッシュネットワーク区間への無線通信網を確立し、①無線拠点から③無線中継点を中継して④事務所までを無線で繋いでいく計画を検討した。この設備の中で、①無線拠点、③無線中継点、④事務所の通信において最初は市販の無線通信を設置したが、通信速度に不具合を生じたためにWIPAS[1] への設備変更を行った。

（1）市販無線通信設備の設置

①無線拠点、③無線中継点、④事務所の各所に2.4GHz帯（IEEE802.11n）を利用した市販無線通信設備を設置し、運用を行った。①無線拠点から②メッシュネットワークへの通信は問題がなかったが、情報化施工の情報を事務所の管理PCと通信を行う際には、本中継ネットワークでは最大通信速度は20Mbps程度であり、気象条件の影響も受け、データ通信の遅延や音声通話の途切れ等の不具合が発生した。

（2）高速無線通信設備の設置（WIPAS）

代替通信設備として、NTT社が開発した高速無線通信設備WIPAS(**写真-2-1**、**表-2-1**)を採用した。このシステムはNTT研究所が開発し、海外の広大な鉱山等の実績はあるものの国内では使用実績はあまりなく、建設業では初めての採用であった。このWIPASは25GHzというレーザー光線のような直線性を持つため(照射幅4°)、見通しがよく遮蔽物がない状態で設置する必要があった。天候不順による通信遮断（不稼働率）も懸念されたが、現在までの4年間特に大きな問題は発生していない。

中継位置は同様として、無線通信設備だけを交換することで通信速度は180Mbpsまで向上することができた。性能は光ケーブルに近いため、速度が速いだけでなく、通信も安定し、複数の大容量情報通信も可能となった。

表-2-2、**表-2-3**に、市販無線通信設備と高速無線通信設備の比較を示す。高速無線通信設備ではWIPASの他にも4.9GHz帯の設備の検討も行ったが通信速度に関してWIPASほどの性能が確認できなかった。

写真-2-1　WIPAS

表-2-1　WIPAS仕様

周波数	25GHz
利用ﾁｬﾈﾙ数	20CH
伝送方式	180/120/60Mbit
送信電力	3mW
ｾｷｭﾘﾃｨｰ	AES 同等
消費電力	13W以下
QoS	8 ｸﾗｽ優先制御
ｻｲｽﾞ	190×190×52 2kg

表-2-2　市販無線通信設備

	2.4GHz帯 (IEEE802.11b/g/n)	5.6GHz帯 (IEEE802.11a/n)
距離※	約300～500m	約200～300m
ｽﾙｰﾌﾟｯﾄ※ (数値は最大)	11Mbps(11b) 54 Mbps(11g) 600 Mbps(11gn)	54Mbps(11a) 600 Mbps(11an)
電波免許	不要	不要
暗号化方式	WPA/WPA2	WPA/WPA2
メリット	・低コスト	・低コスト
課題	・周辺の2.4GHz帯機器との干渉でスループット低下	・伝送距離短い ・気象レーダー付近で使用不可

表-2-3　高速無線通信設備

	25GHz帯 (WIPAS)	4.9GHz帯 (IEEE802.11j)
距離※	約2～10km (気象条件による)	約50km
ｽﾙｰﾌﾟｯﾄ※ (数値は最大)	180Mbps	250Mbps
電波免許	不要	必要
暗号化方式	非公開ﾌﾟﾛﾄｺﾙ	WPA/WPA2
メリット	・高速.高品質な伝送 ・干渉の影響を受けにくい	・比較的高速.高品質な伝送
課題	・比較的高コスト	・高コスト ・免許必要

表-2-4　通信設備整備のコスト比較

	市販無線通信設備費	高速無線通信設備費	光ケーブル延長費
コスト比	1.0	3.0	6.3

表-2-4に本工事おける通信網設備工事におけるコスト比較結果を示す。市販の無線通信設備を基準にコスト比を示す。市販無線通信設備の施工費に比べると高速無線通信設備のコストは特別な周波数帯のアンテナを用いていることもありコストは3倍程度かかっているが、光ケーブルのコストに比べると半分程度に収まっている。光ケーブルは1.6kmではなく既設道路を迂回して敷設する必要もあったために施工費が高くなっている。

3. 明かり工事における情報化施工

明かり工事には、サービスエリア（以下SA）盛土工事があり、広さは11万m^2、盛土最大高70m、盛土量360万m^3と大規模・高盛土となっている。特に高盛土部の出来形や品質への要求が高くなっており、施工時の工夫が求められている。

(1) 明かり工事の通信環境

前章の②メッシュネットワークのエリアにおいては2.4GHzと5.6GHzの両方を使用した通信システムアクセスポイント（以下、AP）をメッシュ状に配置し、盛土範囲内どこでも無線通信ができる設備を構築した。

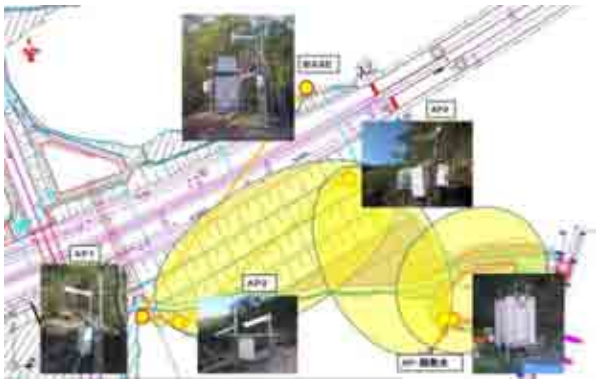


図-3-1　高盛土メッシュネットワーク配置図

(2) ブルドーザ巻出し管理（マシンガイダンス）

本工事の高盛土は法面から30～40mの幅で硬岩で盛土する設計になっており、硬岩材料の出来形の確保が品質確保の重要項目となっている。そこで、ブルドーザ巻出し管理（マシンガイダンス）を導入し、事務所パソコンとブルドーザ端末でデータを送受信し、リアルタイム監視することで確実な出来形の確保を行った。

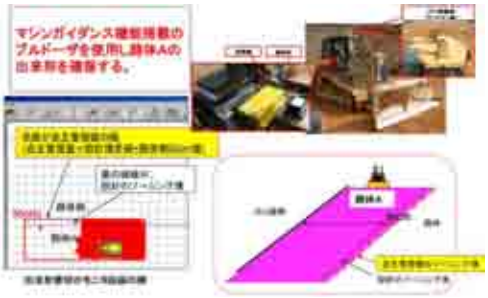


図-3-2　ブルドーザ巻出し管理

(3) 振動ローラ締固め管理（GNSS+αシステム[2]）

マシンガイダンスと同様に事務所からリアルタイム監視し、運搬されてくる土の土質に変更に応じて、転圧回数を瞬時に変更指示できる。またαシステムは加速度応答法による管理手法であり、加速度応答値も確認しながら地盤の品質を監視した。

図-3-3　振動ローラ締固め管理

(4) ダンプ入場管理システム

盛土材料のうち、300万m^3は他工事からの受け入れでありすべて10ｔダンプによる搬入である。1日に入場するダンプ台数は約1,200台であり、そのダンプを材料ごとに盛土場まで誘導する必要があった。

この車両を効率よく誘導するため、ダンプ入場管理システムを構築した。

ダンプにブルートゥース(以下BT)通信のICタグを取付け、入場ゲートにICタグ読取機設置を設置した。データ記録用PCと行先表示板上のLEDランプによる運転手への運搬先の指示を行った。

図-3-4　ダンプ入場管理システム概要図

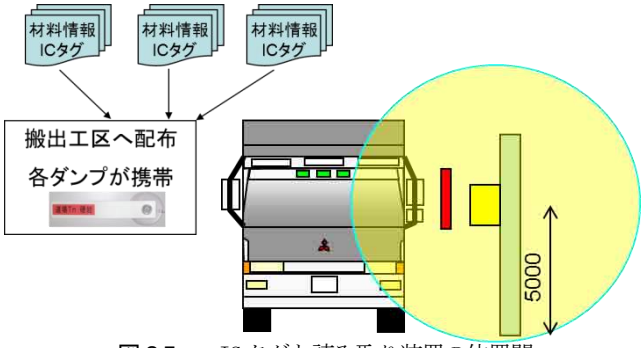


図-3-5　ICタグと読み取り装置の位置関

ICタグは運搬する材料に応じて他工区の担当者から運転手へ配布した。助手席の窓側に装着し、データの読み取りを行った。行先指示と同時にゲートを通過するダンプとその材料が記録されているために、事務所PCでの運搬のサイクルタイムの分析や工区別、材料別の数量の記録から運搬帳票の作成を自動で行った。

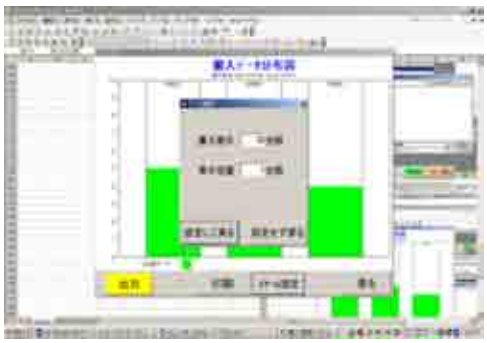


図-3-6　　入場管理データ分析例

ダンプに取り付ける電源の不要なICチップは大量に配布でき、安価で通信距離も長いものを選定し、BTの電波を使用した。ICタグの読み取り精度に課題を残したため、今後の改良点となった。

(5) WEBカメラ・気象観測装置

高盛土の法尻側にWEBカメラを設置、盛土の挙動監視と地下排水工の排水状況確認を行った。カメラは事務所パソコンのみでなく職員のスマートフォンでも遠隔操作ができ、異常時職員誰もが盛土の状況を確認できる。

また、気象観測装置も設置し、盛土箇所の気象も事務所にて把握した。

図-3-7　　WEBカメラ画像（タブレット画面）

4. トンネル工事における情報化施工

本トンネル工事は、上り線(1,975m)、下り線(2,007m)のNATMトンネルであり、上下線の施工が並行して進んでいくことから、坑内の人員管理も含め施工管理が難しく、情報の一元管理が課題となっていた。

(1) トンネル工事の通信環境

当現場では坑内の通信線として有線LANを敷設、そこから200m毎に固定電話を設置した。また、固定電話には無停電装置、600m毎にバックアップ（以下、BP）の位置付けでAPを設置した。坑内全域において有線と無線BPアンテナによるネットワークを構築した。このネットワークにアクセスできるスマートフォンを職員及び職長が携帯する。（図-4-1）

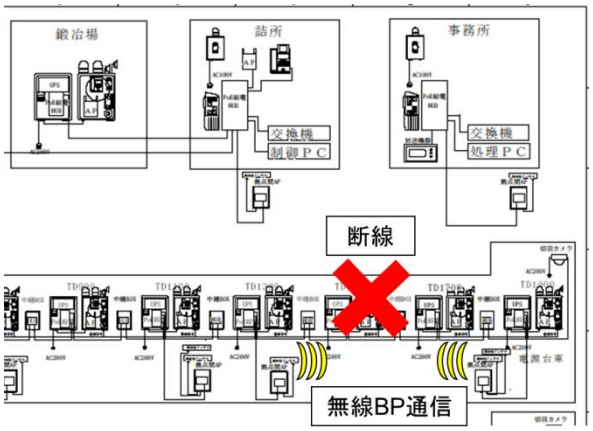


図-4-1　　入場管理データ概要図

(2) 坑内通信通話システム

(a) 坑内警報システム

坑内火災や災害等で坑内、坑外へ警報を出したり、連絡を取る手段として固定電話が使用されているが、有線設備が切断されると坑外と坑内の連絡が途絶される恐れがあるため、無線BPアンテナを補助的に位置付け、断線化でも無線のリレーにより切羽までの通信を補強した。

有線、無線の環境下でスマートフォンからでも坑外と連絡や一斉警報ができるようにした。また、発破警戒の警報装置とも連動し、一斉放送を行える。（図-4-2）

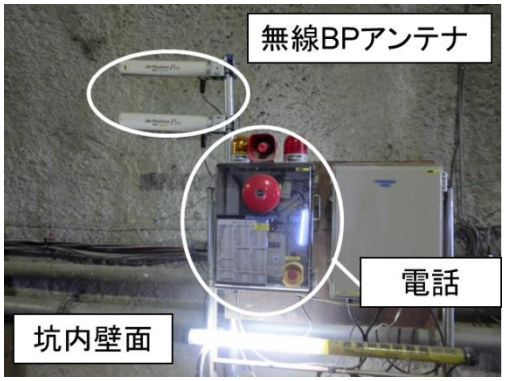


図-4-2　　入場管理データ概要図

(b) トンネル入場管理

従来のトンネルの入退管理では入り口で入坑している人数を管理していた。本現場では、作業員については非接触型ICカードを保持し、入坑タッチパネルにタッチすることで入出坑の記録を行った。この情報は通信設備を通じて事務所あるいは職員のスマートフォンで入坑状況が確認できる。また、職員や職長のスマートフォンについては、固定電話のAPとの通信を解析することにより現在位置が管理されている。

以上より、入退者の人数や位置などの情報をどの端末からも確認できるため、災害時などの対応でも入坑人数、作業位置が迅速に把握でき、対応が迅速に行える。（図-4-3）

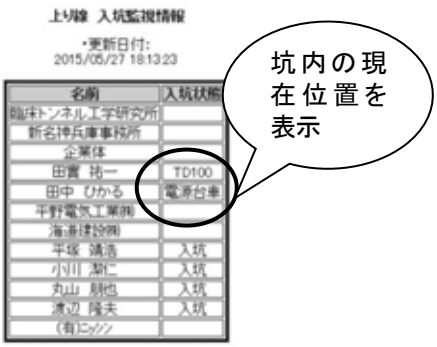


図-4-3　入場管理状態確認画面

(c) レーザープロッターの遠隔操作

トンネル掘削断面をオペレータに指示するためにレーザープロッターを使用しているが、通信異常等によりプロッターのパソコンにエラーが出た場合、職員が現地に行きパソコンをチェックする必要があった。図-4-4のようにスマートフォンでパソコンをリモートコントロールし、遠隔にてプロッターの修正を行った。結果、エラー発生時の対処時間の短縮、職員業務の低減となった。

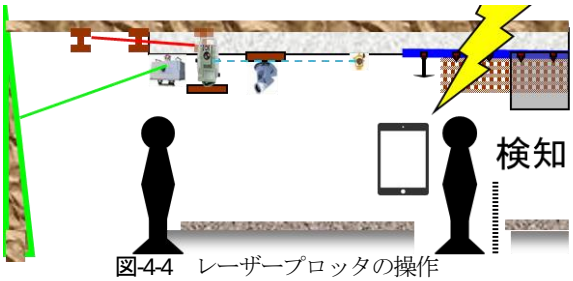


図-4-4　レーザープロッタの操作

(3) 切羽WEBカメラ

上下線の2本のトンネルのそれぞれの切羽近くにWEBカメラを設置し、PCやスマートフォンで確認できる。

図-4-5　切羽WEBカメラ（タブレット画

(4) タブレットによる現場管理

現場管理のうち品質管理や出来形管理は日常業務のうち多くの時間を必要としている。これらの業務は現場と事務所それぞれで行う必要があり、移動時間等の制限もあり、同時にこなすことは不可能であった。当現場においては、事務所内と現場内は同じネットワークで構成されており、特にトンネル坑内はAPが全線にあり、事務所内と同じ環境となっている。この特性を生かし、現場にタブレットパソコンを持ち込み、書類作成から写真撮影、立会サインから提出書類作成までをすべて坑内で処理することを試行してみた。

a) 従来の立会検査業務

従来までの立会検査業務のフローを以下に示す。このように事務所内の業務と現場の業務を異なった時間に行う必要があり、日中の現場業務の多忙により、残業時間に行うことが多い。この場合発注者のサインは翌日以降になるため、電子書式の提出が遅延する傾向にある。

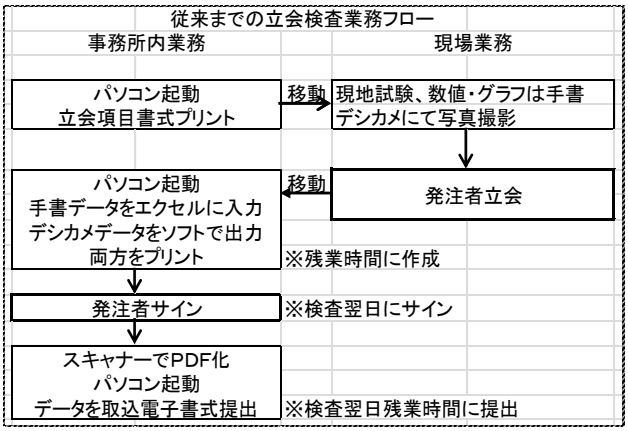


図-4-6　　立会検査業務フロー図（従来）

b) ICTを利用した立会検査業務

ICTを利用した立会検査業務のフローを以下に示す。最初から現場にタブレットパソコンを持参すればほとんどの立会検査業務がその場で完結し、アップロードした電子データは担当職員以外でも電子書式で提出ができるため、職員業務の大幅な効率化が図ることができ、残業時間低減、生産性向上にもつながっている。また、書類や写真は現場で確認できるため、撮影ミスや入力間違い、提出間違いも防ぐことができ、エラーチェックにもなっている。

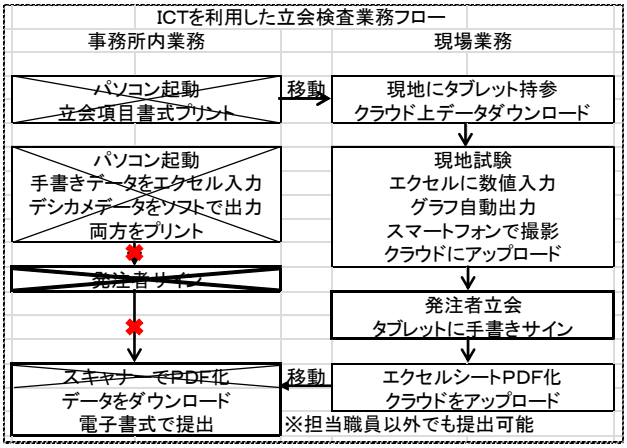


図-4-7　　立会検査業務フロー図（ICT化後）

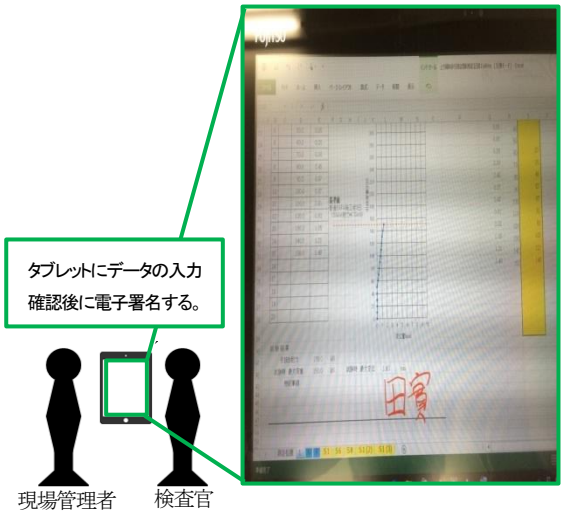


図-4-8　立会検査業務フロー図（ICT化後）

さらに立会い結果はその場でタブレット画面で確認し、タッチペンを使用して電子署名を行う。電子署名受領後はその場でPDF化し、データサーバにアップロードすることで立会い検査業務を終了する。

図-4-9　立会検査業務フロー図（ICT 化

また、検査においてスマートフォンを使用した電子黒板を採用し、一部検査業務にて試行的に導入を行った。通常黒板に手書きする内容はデータサーバ上に事前に準備され、検査時に得られた結果などはその場でスマートフォンに値を入力し、立会い状況撮影時に画面上で重ね合わせて撮影、保存する。

5. まとめ

本報告では、山間部における高速道道路の新設工事であり、携帯電話等の通信インフラが未整備な条件下での工事において、施工延長が4kmと広大な施工ヤード内の通信設備の検討を行った。施工ヤード付近には光ケーブルが縦断し、活用が可能であったが、4kmもの施工ヤードに通信インフラを構築する際に光ケーブルでは施工費用が増大し、市販の無線通信設備では光ケーブルの高速通信より遥かに遅い通信網となり課題であったが、WIPASの採用により光ケーブルの無線拠点から工事事務所の拠点間の通信速度が飛躍的に向上し、明かり工事やトンネル工事の通信インフラの整備につながった。

この通信インフラの整備は、広大な施工ヤード全体を管理する上で、携帯電話の代替としてIP電話の利用を可能とし、WEBカメラやファイルサーバへアクセスするなどの現場にいながらにして、設計図書の確認などの様々な情報の共有が行えた。

明かり工事での情報化施工では、品質管理が重要な高盛土の施工において、出来形管理、転圧回数の管理、αシステムによる加速度応答法による品質の監視などをリアルタイムに共有し、変更指示などの対応も即座に対応できた。また、入場してくる他工区のダンプの場内走行路の指示を行うだけでなく、他工区の車両のサイクルタイムや運搬台数の管理を行うことができた。

トンネル工事での情報化施工では、無線通信を坑内固定電話のバックアップ設備としてAPを増設することで、災害時に有線設備が断線した際にも坑内外へ情報が発信でき、緊急対応の確実性を向上させた。また、ICタグやスマートフォンを人員に携帯させることで、入退管理と坑内での人員の配置状況をリアルタイムに把握することが出来る様になった。さらに、タブレットPCを活用することで、従来では現場と事務所を往復して完結する立会い検査業務が現場にいながら提出書類の作成する業務効率の改善に寄与することができた。

このように、広域な現場内で、拠点間の通信設備を整備することで、連絡、情報共有において、空間的な制約を克服することができた。同時に、様々な施工体系に対して、確実な連絡体制を構築し、情報の一元管理を可能にした。これは、スマートフォンやタブレットを有効に活用することで業務を効率化する可能性を十分に示した。

土木の工事現場では本現場のように、通信インフラが整備されていないために現場と事務所間の移動を強いられたり、連絡がスムーズでないために施工効率を低下させている現場が少なくない。WIPASのように拠点間通信を高速化させることで、どのような現場環境でも高速通信を整備できる可能性を確認した。ただし、同じ条件の現場は存在せず、対象の現場での最適かつ低コストな通信インフラは必ず存在するため、単純なWIPASの普及ではなく、現場条件と現場施工の課題を十分理解できる通信インフラのコーディネータの存在も不可欠である。

情報化施工のさらなる活用の為にも、通信インフラも含めた情報化機器をコーディネートできる人材の育成にも務めていきたい。

【参考文献】

1）WIPAS：http://www.ntt-at.co.jp/product/WIPAS/　2016.5入手
2）ローラ加速度応答法を用いた盛土の品質管理(案)：「土工施工管理要領」平成25年7月　日本高速道路株式会

滋賀竜王工業団地造成事業にともなう情報化施工の実施について

太田　宏生[1]

[1]滋賀県土地開発公社　用地・業務部　技術用地課　（〒520-0807大津市松本一丁目2番1号）

高効率・高精度な施工や管理，生産性・品質の向上が可能であるとして，施工プロセスにICTを活用する情報化施工の導入が国土交通省を中心に積極的に進められている．国土交通省で設立されている情報化施工推進会議において，重点目標の一つに地方公共団体への展開に関する事項が挙げられている[1]．本報告では滋賀竜王工業団地造成事業で実施している情報化施工を紹介するほか，従来方法との比較，公共事業で実施する際の課題点等を考察に加える．本報告が，今後，情報化施工が公共工事で実施される際の一助となればと考える．

キーワード　情報化施工，滋賀竜王工業団地，3D図面による設計照査，ブルドーザのMC技術，情報化施工の締固め度管理，ドローンの活用

1. はじめに

情報化施工について，国直轄工事では一般化技術（TS出来形管理技術），一般化推進技術（MC/MG技術等）を中心に，平成25年度までの活用工事が1,000件を突破し，実績の蓄積が進んでいる[2]．情報化施工の全国的な流れについて，情報化施工推進会議では，重点目標の一つに公共事業全体の7割を占める地方公共団体への展開に関する事項が挙げており[1]，今後，情報化施工は地方公共団体においても広がりを見せると考えられる．一方，運用規則の確立が十分でない情報化施工の導入にあたり，従来以上の構造物の品質確保を大前提として，施工の効率化，工期短縮，安全性の向上等の導入メリットを確保する必要がある．

滋賀県土地開発公社では，滋賀竜王工業団地造成事業として約30haの大規模造成工事を発注し，熊谷・たち建設工事JVが，総合評価の技術提案および創意工夫として情報化施工を実施している．

本報告では，本工事で実施している情報化施工4技術について，実施目的，内容，効果，考察の順で示す．実施目的では，各技術が本造成工事におけるどういった問題点に対応するものかを示す．実施内容では，各技術の内容，実施の流れを示す．効果では，可能な限り従来方法と比較しつつ得られる効果を示すとともに，各技術が実施の目的に達しているか示す．考察では，通常の考察に加えて，発注者の視点からも各技術に考察を試みることで，公共事業で実施する際の課題点の検討とする．

2. 滋賀竜王工業団地造成工事と情報化施工

本工事場所は滋賀県蒲生郡竜王町であり，名神高速道路竜王ICから約1.5kmの位置である．造成面積約30ha，造成土量218万m3の大規模な造成工事である(図-1)．工事期間は，2014年8月から2016年9月までの2年間を予定している．また，造成事業にともない，敷地内で町道3路線工事，工水・上水・下水工事，ガス・雨水管工事，隣接地で国道477号拡幅工事等の複数工事が，滋賀県土地開発公社，滋賀県企業庁，滋賀県竜王町等，別々の発注機関のもと同時期に進行している．

上記のことから，以下の3点を本工事の主たる問題点とした．

① 他工事との調整方法(工程管理等)について
② 大規模造成における盛土の品質確保について
③ 造成の効率的な施工方法について

以上の問題点への対応策として，総合評価の技術提案および創意工夫として熊谷・たち建設工事JVが実施しており，本報告ではそのうち情報化施工にかかる以下の4技術について報告する．

① 図面の3次元化による設計照査等への活用
② ブルドーザのMC技術による盛土材の捲き出し厚さ，敷き均しの管理
③ 振動ローラ等の情報化施工による締固め回数，地盤剛性による締固め度管理
④ SkyCatchによる3次元現況測量

図-1　滋賀竜王工業団地造成箇所の航空写真

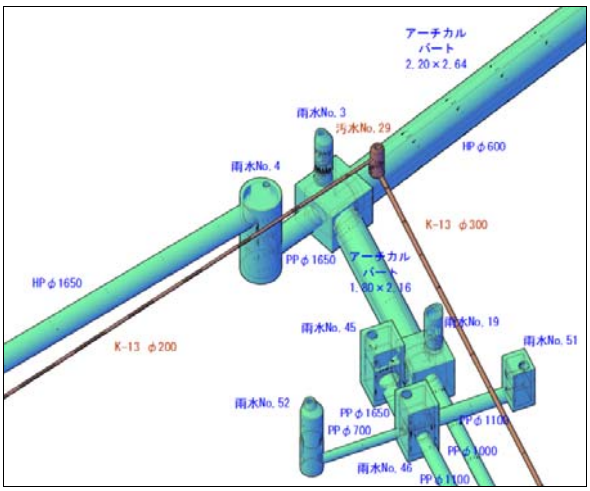


図-2　3次元化図面(雨水管と下水管)

3. 情報化施工実施内容と各考察

以下に情報化施工4技術の実施結果と各技術に対する考察を示す.

(1) 図面の3次元化による設計照査等への活用

a)目的

本内容は，輻輳する設計内容の可視化や情報の共有など他工事との調整に対する提案である.

b)内容

実施内容について，発注図面を3D化し，設計照査や工程調整に用いる.

実施の流れについて，各発注者より工事の2D図面(異なる設計者)を受注者に貸与し，受注者が3D図面として一体化する．図-2が実際に本工事で3D次元化した図面の一例であり，青色が雨水管であり茶色が下水管を示す.

c)効果

効果について，設計照査では従来であれば複数の図面(平面図，横断図，縦断図等)を各工事分照らし合わせ，干渉の有無等の照査していたが，3D図面を用いれば図-2からも分かるように一目で確認でき，また一つの図面データであらゆる方向から可視化できるため設計照査を正確にかつ短時間で行える.

工程調整について，照査でも紹介した点から工事範囲を共有する別工事間でどちらが先行して工事すべきか判断するのに大いに役立った．また，別工事間の取り合い部において，3D図面を活用することで一部設計の不具合を事前に発見し修正することができた.

本工事では，定期的に各工事発注者および受注者合同で工程会議を実施しており，その際の調整にも本技術を用いている．多人数での情報共有の際にも効果を発揮している.

以上のことから，目的に対して十分な効果が得られていると考えられる.

d)考察

発注者の監督業務において，施工時の立会時に複数の図面を見比べる必要がなくなり手間が省け，先述の工程会議の件を踏まえて，工業団地内での各工事間においての調整に省力化が図れるという結果となった．また，先述の内容に用途を限定すれば，発注者は発注図面(2D)を貸与するだけであり，3D図面の導入により従来方法から監督業務の量が増加する要因はない.

課題点について，前述のとおり効果があり当初の目的を達成していることを前提として，以下の点が改善されればより有用なものになると考える.

受注者だけでなく発注者側も主体的に3D図面を活用できるとより良い．例えば，受注者が3D化した図面を発注者がデータで提出を受け，発注者も当該データを活用し，発注者と受注者が連携して照査，施工管理，設計変更等に活用していくことが理想である．実現するには，監督職員の3D図面に対する技能の取得，受注者および発注者間での共通したソフトウェアの保持，3D図面を利用するに堪えうるPC環境の整備等が考えられる．ソフトウェアやPC環境の整備については，全国的な潮流を把握し適宜対応していく必要がある．3D図面に対する技能の習得は，一朝一夕に身につくものではないことから，講習会等で今から蓄積していくことが望まれる.

(2) ブルドーザのMC技術による盛土材の捲き出し厚さ，敷き均しの管理

a)目的

本内容は，大規模造成の盛土の品質確保と造成の効率的な施工方法に対する提案である.

b)内容

実施内容について，本技術は，GNSSで自動計測したブルドーザの位置，高精度慣性センサでブルドーザの挙動，排土板のセンサで排土板の変異量という3点でブルドーザの動きを把握し，予め設定した3Dデータをリアルタイ

ムで照合し，排土板高さを当該位置の設計捲き出し高さ等に自動制御し，捲き出しおよび敷き均しをおこなっていくものである．

また，図-3は，本現場で実際に使用しているMC技術用のブルドーザであるが，従来のように通常のブルドーザにセンサ等の機器を設置するのではなく，全ての機器が内蔵されており，センサや配線が外部との接触により誤作動を起こす恐れ等がないものとなっている．

実施の流れについて，従来方法と同様に，試験施工により捲き出し高さを決定し，捲き出し等を施工していくが，従来のように丁張や検測を必要としないことが異なる点である．

c)効果

効果について，本技術は従来必要としていた丁張や検測を必要としないため現場作業の効率化が図れる．本現場でも，施工の大部分で丁張を設置していない．参考に，従来工法と比較して標準的な日当たり施工量が1.35倍とされている[3]．また，従来では丁張による断面での施工管理であったが，本技術では施工範囲全面でオペレータに情報が提供されるため管理の高度化が図れている．

以上より，造成の効率化と盛土の品質確保という目的が達成されていると考えられる．

d)考察

本技術は要領が整備されていないため，履行確認の観点から施工状況の把握方法，管理方法等を施工条件や重機の仕様等に合わせて決定する必要がある．

本技術の課題点として，重機の仕様により，施工中に捲き出し高さの目標値は表示されるが，施工結果データとしては残らず，トレーサビリティが確保されない．従来方法では，捲き出し厚さ200m毎に1箇所での写真管理が定められているが[4]，丁張を使用しない本技術には用いることが難しい．また，強引に適用すれば，本技術の利点を損なうものとなる．

上記課題点に対して，本工事では，施工中にモニタに表示される捲き出し高さを各層で写真におさめ，標高データを記録することで対応した．本技術における施工の効率化を損なわずに，かつ従来の管理基準のレベルを落とさない管理が実施できていると考える．

図-3　MC技術対応型ブルドーザ

(3) 振動ローラ等の情報化施工による締固め回数，地盤剛性による締固め度管理

a)目的

本内容は，大規模造成における盛土の品質確保に対する提案である．

b)内容

本工事は，大規模な造成工事であり，より一層の盛土の品質確保が必要であるが，試験施工より過転圧により剛性が得られにくく，また雨水等による含水比の状況により締固めが困難になりやすい土質条件であることが事前に判明した．

国土交通省が定める要領には，試験施工と同様の品質で所定の含水比の範囲が保たれる盛土材を使用していない場合や，所定の捲き出し厚・締固め回数で施工できたことを確認できない場合には，受注者が現場密度試験を実施して規格値を満足していることを，確認することが必要であると要領に注意点として記載されている[5]．

そのため，従来のRI計器による現場密度試験に加えて，締固め回数による締固め度管理および地盤剛性による締固め度管理を実施した．

使用重機は，GNSS及び加速度センサが付いた振動ローラ(図-4)とエコノマイザ(地盤剛性即時表示装置)搭載型ハンドガイドローラ(図-5)である．

振動ローラには，車体に設置されたGNSSとローラに設置された加速度計により，締固め回数と地盤剛性の両方が確認できる．ハンドガイドローラは，振動ローラの補助として法肩部1mの範囲に使用し，地盤剛性を即座に確認できる．

実施の流れについて，従来通り試験施工を行い最適な締固め回数と地盤剛性を決定する．決定した値を各機種のシステムに入力し，施工を行う．振動ローラの施工結果を図-6，図-7に示すが，各々初めに入力した締固め度を満たすとブロックが赤色に表示される．これは施工中にオペレータがリアルタイムで確認できるとともに，施工結果が可視化される．

ハンドガイドローラは，締固めと同時にエコノマイザに表示される地盤剛性を確認し，地盤剛性が低い箇所は再転圧を行う．

c)効果

効果について，従来オペレータが目視とカウンタにより締固め回数の管理を行っていたが，本技術では当該管理が自動化され，運転席のモニタで，リアルタイムで確認できることよりオペレータの負担軽減とともに，転圧不足や過転圧等の防止により確実性の向上がなされている．

従来のRI計器による現場密度試験は点での管理であっ

図-4　情報化施工に対応した振動ローラ施工状況

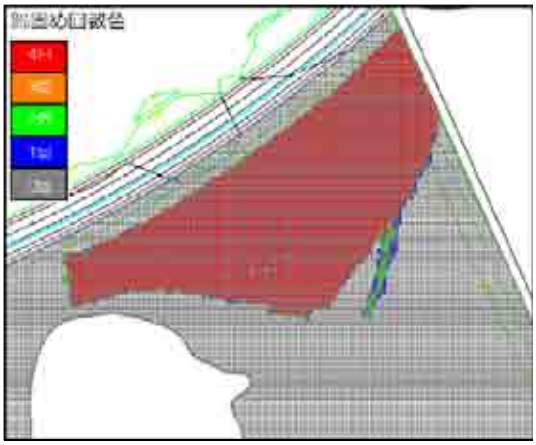


図-6　締固め回数による締固め度管理

図-5　エコノマイザ搭載コンパクタによる剛性確認状況

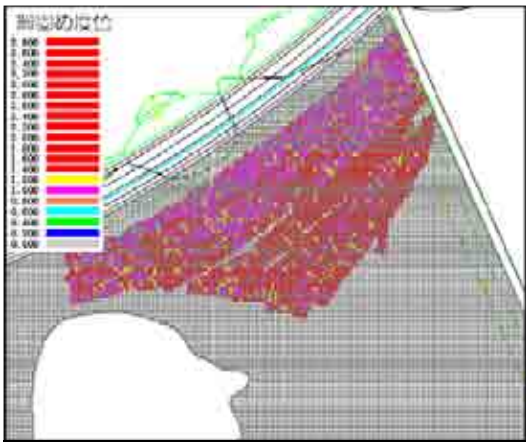


図-7　地盤剛性による締固め度管理

たが，締固め回数と地盤剛性による締固め度管理を用いることで面管理できており，もれなく，より均一な締固めが実現されていると考えられる．

実施の目的に対して，先述の通り，施工の確実性の向上とより均一な締固めにより，大規模造成における盛土の品質確保は十分になされていると言える．

d)考察

まず，締固め回数による締固め度管理について，土質条件等によっては，従来の現場密度試験を省略することが可能である．その一方で，先述の通り，従来以上に慎重な試験施工(試験材料の選定等を含む)や現場，施工状況の把握が発注者に求められると考えられる．

次に，地盤剛性による締固め度管理について，図-6の締固め回数による締固め度管理結果では，施工箇所全体が管理基準を満たす赤色に染まっている．一方で，図-7の地盤剛性による締固め度管理結果では，概ね赤色に染まっているが，未着色箇所や赤色以外の着色箇所が見られる．

応答加速度により地盤剛性を判定する当該技術は，軟らかい地盤上で振動輪の加速度波形は規則正しい正弦波形を示し，硬い地盤上での加速度波形は正弦波形より大きく乱れる特性と，一般的に締固めが進むと地盤剛性が増加する特性とを利用したものである．評価手法によっては，振動ローラの振動条件の影響を受ける点や地盤剛性は土の締固め度のみならず土の種類，含水比等の影響を受ける点から定量的評価としては課題点が残っている[6]．先進技術は日進月歩で発展しており，各メーカの技術開発によりそれら課題点が既に解消されている可能性もあるが，それに対して，個別に技術的判断を下すのは研究機関等を持たない地方自治体においては難しい．当該技術に限らず実施要領や現場対応集等の運用方法にあたっての判断材料の乏しい技術の適用については，その性質の把握に努め，施工管理における位置づけは補助的なものに留める方が望ましいと考える．

ただし，地盤剛性による締固め度管理は，締固め回数と異なり実際の締固め状況を確認できる点が利点であり，本工事の実施結果から推測するに，図-6と図-7が結果が概ね合致していることからも補助的に用いるには有用ではないかと考えられる．

(4) SkyCatchによる3次元現況測量

a)目的

本内容は，効率的な施工管理を目的とした取組である．

図-8　UAV(全自動無人ヘリ)写真

図-9　UAVによる航空写真を用いた3D図面

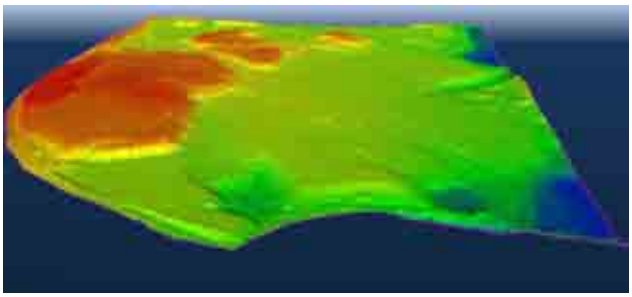


図-10　UAVによる航空写真を用いた等値線図

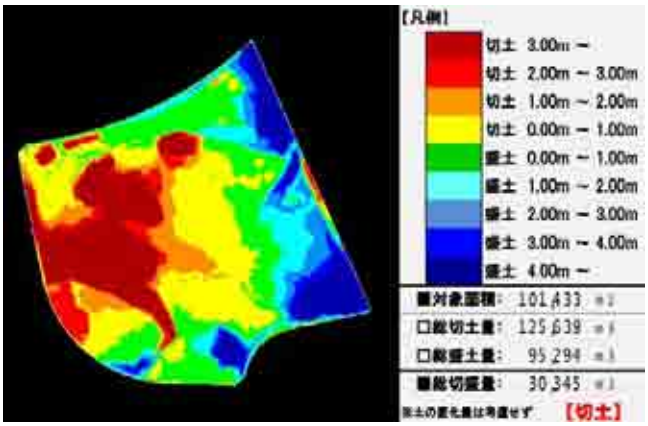


図-11　総切盛量の算定

b)内容

本技術による現況測量には，UAV(全自動無人ヘリ)を使用する(図-8).

実施の流れは，事前に現場地形，フライトの障害の有無を調査し，安全な飛行経路設定を行い，PCで作成した飛行経路をUAVに転送する．UAVは予め設定した経路をGNSSによる位置制御を行いながら自立飛行を行い，設定された経路を飛行しながら，航空写真を連続撮影する．航空写真を専用システムで解析し，高密度の点群データを算出し，点群データより3D図面(図-9)，等値線図(図-10)を作成する．設計図面を3D化したものと，航空写真により得られた3D図面データを比較し，土量を算出する(図-11).

c)効果

測量期間について，従来のTSによる高さ管理では約30haの測量に2週間程度要するのに対し，UAVによる測量は1日しか要しない．このことから，測量期間が短縮され，施工管理の効率化，工期の短縮が図れる.

また，現場の全体像の把握について，従来であればヘリコプターで航空写真を撮影するため回数が限られたが，本技術であれば施工中何度も撮影が可能であり，俯瞰による進捗確認が可能となる.

更には，総切盛量の算定により，工程管理の効率化が図れると考えられる.

以上のことから，先述の目的は満たしていると考えられる.

d)考察

発注者側の工程管理において，従来方法による計測数値の並んだ出来形管理表より，図-10，図-11のように図により出来形が可視化されることにより確認作業の効率化が図れると考えられる.

また，航空写真や得られた図-9は，施工協議や地元説明会等に用いることが可能であり幅広い業務に活かすことができる.

課題点について，本現場では先述の内容のとおり活用していることから，一定の精度があれば問題ないためTSとの精度比較をしていないが，本技術により出来形管理が可能となればより施工管理の効率化が図れると考えられる.

4.　おわりに

以上，今後，公共事業において情報化施工が実施されるにあたっての参考となることを目的として，滋賀竜王工業団地造成工事で実施した情報化施工をもとにその実施目的，内容，効果，考察を述べた.

情報化施工を実施する中で，発注者が注意すべき点は大きく以下の2点である.

まず，新技術の特性および現場状況の把握に土木技術者として従来以上の配慮が必要となる．締固め度管理で示した通り，土質条件等によっては，情報化施工の利点が活かせないのみならず，本来確保すべき品質が得られないといったことも起こりうるため，注意が必要である.

次に，情報化施工は実施することが目的でなく，施工の効率化や目的物の品質向上が目的であることを念頭に置いて，その効果を阻害しないように管理方法等を定める必要がある．これについては，一定の管理方法にとらわれず，従来方法と適宜組み合わせたり，立会による施工状況の把握回数を増やしたりといった対応をすることも一つの手段かもしれない.

最後に，国直轄工事だけでなく，今後は地方公共団体においても情報化施工の実施が促進されると考えられる，本報告が，公共事業における情報化施工の実施例として参考になることを切に願う.

謝辞： 本報告書を作成するにあたり，多くの情報提供および技術的なご指導をいただきました熊谷・たち建設工事JVのご担当者様に深謝いたします.

参考文献

1) 情報化施工推進会議：情報化施工推進戦略～「使う」から「活かす」へ，新たな建設生産の段階へ挑む！！～；2013年(平成25年)3月29日
2) 国土交通省：【資料2】情報化施工導入実績(平成25年度分集計最終版)；2014年(平成26年)9月30日
3) 国土交通省：平成25年度　情報化施工の発注者指定型工事積算要領(施工パッケージ型積算方式)
4) 国土交通省：写真管理基準；2009年(平成21年)
5) 国土交通省：TS・GNSSを用いた盛土の締固め管理要領；2012年(平成24年)3月
6) 建山和由：振動ローラの振動挙動計測による土の締固め度評価手法－原理と適用性について－；2000年(平成12年)7月

コールドスプレーを用いた鋼橋の防食技術について

曽我　麻衣子[1]・井口　進[2]

[1]（株）横河ブリッジホールディングス 総合技術研究所 研究課（〒261-0002千葉県千葉市美浜区新港88）

[2]（株）横河ブリッジホールディングス 総合技術研究所 主幹（〒261-0002千葉県千葉市美浜区新港88）

本防食技術は，コールドスプレー技術を応用しており，亜鉛とアルミナの粉末を融点以下の温度で加熱し，超音速で基材に吹き付けて皮膜を形成するものである．鋼橋の防食上の弱点部の一つとして挙げられる高力ボルト継手部を対象に，防食性の検証やボルトの力学的性状に与える影響についての検証を行っている．あわせて，実橋での施工も実施しており，ノズルの改良や施工法の改善を行い，高力ボルト継手部以外にも適用範囲を広げている．本文では，同技術の概要を述べるとともに，各種基礎的な検証結果を報告する．また，施工性向上のための改良内容および実構造物における施工事例について報告する．

キーワード　鋼橋，コールドスプレー，腐食，防食，高力ボルト継手部

1. はじめに

鋼橋の防食上の弱点部の一つとして，高力ボルト継手部が挙げられる．塗装橋の場合，高力ボルトの角部において十分な塗膜厚が確保できていないことや，高力ボルト継手部の塗装仕様において，ボルト本体に防食性の高い無機ジンクリッチペイントが防食下地として採用されてこなかったことが原因として考えられる．腐食環境の厳しい地域においては，この高力ボルト継手部の腐食が維持管理上の大きな負担となっている．また，既設橋梁においても，塗装塗り替えコストの増大が，長寿命化にあたって最大の課題となっている．

これらの課題に対して，筆者らはコールドスプレー技術[1)]（以下，CS）を応用した特殊金属塗装「Smart ZIC工法」（以下，SZ）を用いた，高力ボルト継手部の耐食性の向上法について検討を行っている．そのなかで，アプリケータの改良や施工法を改善したことで，高力ボルト継手部以外にも適用範囲を拡大している．

本文では，SZによる防食技術の概要を述べるとともに，各種基礎的な評価試験結果について報告する．また，SZの適用範囲拡大を目的に行ったアプリケータの改良や施工法の改善内容と，それらの具体的な適用事例として実橋での施工事例を報告する．

2. 防食技術の概要

SZは，1980年代半ばにロシア科学アカデミーのA.Papyrinらによって考案されたCSを応用した，鋼部材の防錆工法である。

CSは，図-1に示すように，皮膜材料となる金属粉体を超音速流のガスに投入し，固相状態のまま基材に高速で衝突させることで皮膜を生成するものである．融点あるいは軟化温度よりも低い温度のガスを用いるため皮膜材料を溶かさずに噴射させる点で，従来の金属溶射技術とは皮膜形成プロセスが異なる．また，生成皮膜の微細孔容積率が5%未満と小さいことから，従来の金属溶射

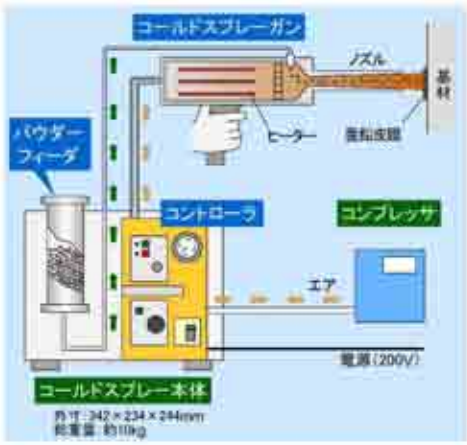


図-1　コールドスプレーの概要

で必要であった封孔処理が省略できる．

CSで使用できる粉体は多岐にわたるが，SZは鋼部材に防食皮膜を生成することを目的としていることから，犠牲防食機能の高い亜鉛（Zn）を選定している．また，基材表面の下地処理と活性化を目的に，アルミナ（Al_2O_3）を亜鉛粉末に混合している．亜鉛とアルミナの混合比率は，平均膜厚や塩水噴霧試験等の検討結果[2]を考慮して，重量比で50：50を標準としている．ただし，施工面の錆度合い等により配合比率の調整を行う．

亜鉛皮膜の膜厚は，溶融亜鉛めっきの膜厚を参考に，100μmを目標膜厚としている．

CSは作動ガスの圧力によって，高圧方式（1MPa以上）と低圧方式（1MPa未満）に分類される．筆者らが検討を行っているSZは，現場での施工を念頭にしていることから，小型で 取扱資格が不要な低圧方式を採用している．また，作動ガスは圧縮空気を用いる．

3. 防食性能の検証[3]

(1) 亜鉛皮膜の防食性

各種防食処理を行ったボルトとSZによる防食性能を比較することを目的として，新材の高力ボルト供試体による塩水噴霧試験（JIS Z 2371，温度35℃，5%食塩水（pH7）を噴霧）を行った．供試体には，①ボルトの締付け完了から塗装施工までの期間に発生する錆を防止するために，ボルト表面に特殊プライマー（20μm）を塗布した防錆処理ボルト，②ボルトの締付け後，表面を3種ケレンし，有機ジンクリッチペイント（30μm×2層）を塗布したもの，③溶融亜鉛めっきボルト（550g/m²），④ボルトの締付け後，SZにより亜鉛皮膜を生成したもの，の4ケースを用いて比較を行った．

塩水噴霧試験1,512時間経過後の各供試体の状況を**図-2**に示す．防錆処理ボルト（①）は，ナットおよび座金全体に腐食が進行している．有機ジンクリッチペイントを施したボルト（②）は，ねじ部や座金と被締付け部材との接触面から錆が発生している．溶融亜鉛めっきボルト（③）は，めっきの犠牲防食効果が認められるものの，ナット角部で錆が発生している．これはナット締付け時のきずが原因と考えられる．これに対して，SZを適用したボルト（④）については，亜鉛の犠牲防食に伴う白色の腐食生成物が確認できるものの，SZ適用範囲に錆は見られなかった．これらの結果より，SZにより生成した亜鉛皮膜の高い犠牲防食機能が確認できた．

(2) 亜鉛皮膜上に塗装を施した場合の防食性

SZで生成した亜鉛皮膜は高い防錆力を有していることを確認したが，実橋においては美観（色あわせ）の点より塗装を施す場合がほとんどである．そこで，SZで

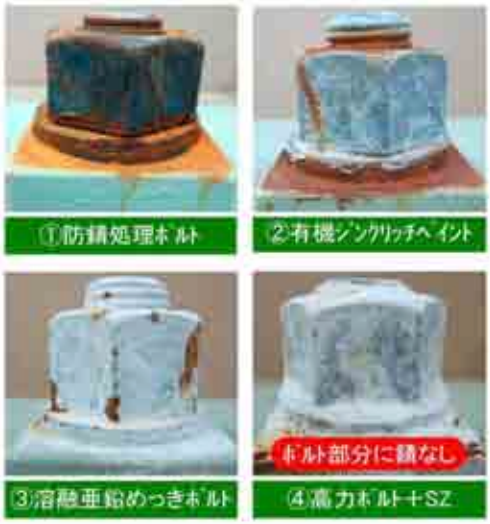


図-2 高力ボルトナット部の塩水噴霧試験結果
（1,512時間経過後）

表-1 SZ＋重防食塗装の仕様

塗装工程	塗料名	使用量※ (g/m²)	目標膜厚 (μm)
防食下地	Smart ZICの亜鉛皮膜	－	100
下塗	超厚膜形エポキシ樹脂塗料	500×2	300
中塗	ふっ素樹脂塗料中塗り	140	30
上塗	ふっ素樹脂塗料上塗り	120	25

※:使用量は、はけ・ローラー塗りの場合を示す。

図-3 高力ボルトナット部の塩水噴霧試験結果
（塗装仕様，1,500時間経過後）

生成した亜鉛皮膜上に塗装を施した場合の防食性について，塩水噴霧試験により検証した．

供試体として，**表-1**に示すように新材の高力ボルトにSZを施工した上に重防食塗装（F-11）を施したものと，従来の重防食塗装のみを施したものを用いた．本試験で用いる供試体は，プライマーを塗布せずに亜鉛皮膜上に直接重防食塗装を施工しており，ナット部にはカットを導入している．

塩水噴霧試験1,500時間経過後の各供試体の状況を**図-3**に示す．亜鉛皮膜上に重防食塗装を施した供試体では錆は発生していないのに対して，SZを施していない重防

食塗装は，カット部から錆が発生している．これより，SZを防食下地とした重防食塗装仕様が高力ボルトの重防食塗装として有効であることを確認した．

4. SZを施工した高力ボルトの力学性状の検証[3)]

(1) SZ施工時の温度特性

SZは，通常の金属溶射に比べれば低温であるものの，粉体の衝突エネルギーで基材はある程度発熱する．一般に，鋼材は調質温度を超える温度に加熱されると，調質により得られた機械的性質が失われてしまう．そこで，SZを高力ボルト継手部に適用する場合，高力ボルトの上昇温度が強度に悪影響を与えない範囲であるかを確認しておく必要がある．高力ボルトの焼き戻し温度は約400～450℃であり，これ以上の温度になるとボルト強度が低下する恐れがある．ここでは赤外線サーモグラフィと熱電対を用いてSZ施工時のボルトの温度を測定した．

供試体には，板厚9mmの鋼板に締付けたトルシア型高力ボルトM22（S10T）を用いてSZを施した．

まず，SZ施工中の温度分布を赤外線サーモグラフィで計測した結果を**図-4**に示す．最高温度はナット側で204.8℃，頭側で222.6℃であった．SZ皮膜の放射率が不明なこと，また施工中に放射率が変わってしまうことから，測定において放射率はε=1.0で固定としたが，亜鉛めっきの放射率であるε=0.25を仮定した場合，今回のケースで推定される最高温度は313.9℃となる．いずれにせよ安全側に評価してもボルト表面の最高温度は400℃以下であったと推察される．

次に，ボルト軸部と被締結材表面の施工時の温度を熱電対で計測した結果を**図-5**に示す．ボルト軸部の最高温度は112.5℃，被締結材の最高温度は199.1℃であった．

以上の結果より，SZ施工時の熱影響は高力ボルト焼き戻し温度（400℃）以下であり，高力ボルトの機械的性質が変化する可能性は低いといえる．

(2) リラクセーション試験

高力ボルトを締付けると，被締結材のへたりや陥没，ボルト軸部のクリープ等が原因で，時間とともに軸力が低下するリラクセーションが生じる．SZの施工により基材が発熱するため，熱影響でこれらの要因が促進されてリラクセーションに影響を与えることが懸念された．そこで，高力ボルトにひずみゲージを貼付け，SZの施工前後のボルト軸力を測定した．ひずみゲージはボルト頭やナット部へのSZ施工の際に損傷しないよう，ボルト軸部に貼付け，測定期間は締付け後から90日間とした．

供試体は 2摩擦面の継手を想定して鋼板3枚重ねとし，接触面の塗装は無機ジンクリッチペイントで膜厚を75μmとした．ボルトは呼びM22，首下長さ65mmのトルシア型高力ボルトであり，強度はS10Tである．

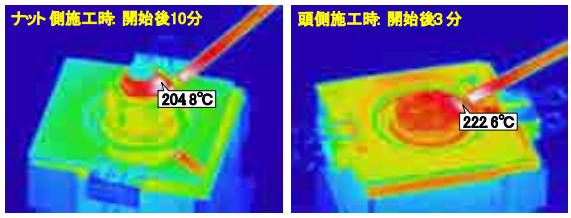


図-4　SZ施工時のサーモグラフィ画像

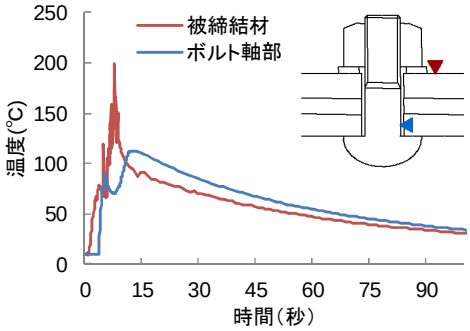


図-5　SZ施工時の温度履歴

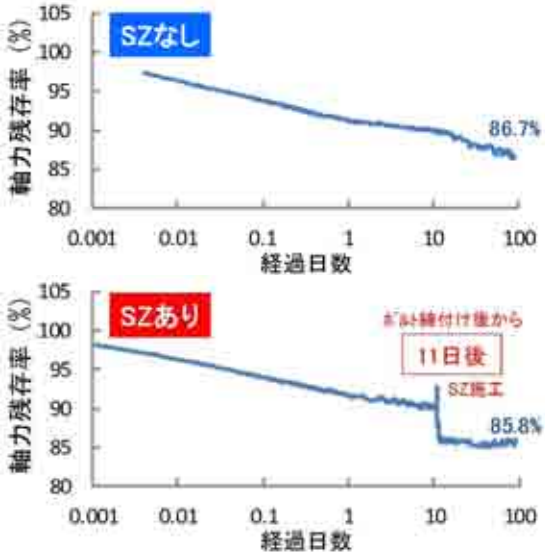


図-6　リラクセーション試験結果

SZ施工の有無を比較した実験結果を**図-6**に示す．SZ施工後に軸力が5%程度低下したが，その後の軸力値はほぼ一定となり，最終的な軸力残存率はSZ施工の有無に関わらず同程度となることを確認した．SZの施工前後に見られる軸力の低下は，塗装のクリープが施工時の熱影響で促進されることが主な原因と推察される．

5. ノズルの改良と施工法の改善

本技術は，実橋での施工試験を複数回実施し，施工性や歩掛などの確認を行っている．**図-7**に示すSZで用い

るCS装置は，小型で可搬性に優れ，現場での施工性も高いという特徴がある．しかし，ノズルが小径であるため広い面積を有する部材への施工能率が低いことと，ノズルが長いため狭隘部への施工性が悪いといった欠点があった．本章では，これらアプリケータの改良や施工法の改善について報告する．

(1) ノズルの改良

従来使用してきたノズル（以下，従来ノズル）は，これまで実施してきた試験施工の経験より，以下3つの課題があった．一つ目は，粉体によるノズル内の磨耗である．磨耗によって損傷したノズルは1~2時間毎に交換する必要があり，交換に時間を要することから，磨耗に対する耐久性向上が課題となっていた．二つ目は，一度に吹き付けられる皮膜の面積が比較的小さいことである．従来ノズルの吹き出し口径が5mmであり，面積の広い対象物への施工を考えたとき，ノズル口径を大きくし，施工能率を上げる必要があった．三つ目は，狭隘部において施工困難箇所が存在することである．図-8に示すように，従来ノズルは長さが120mmと比較的長く，スプレーガン本体の長さと施工対象面との離隔距離を含めると420mm以上の施工空間が必要となる．SZの施工では対象物との推奨施工角度が70°~90°とされていることから，狭隘部での施工ではスプレーガンの取り回しができない場合があった．これらの課題を解決するために，以下に示すノズルの改良を行うこととした．

a) 耐摩耗性の向上

ノズルを厚肉化することで，耐摩耗性の向上を図った．具体的には，従来ノズルが0.5~1.0mm厚であったのに対し，改良ノズルでは1.5~4.5mmと増厚させた．

b) 吹き出し口径

吹き出し口径を従来の5mmから7mmに拡大した．これにより，一度に生成できる皮膜面積が約2倍となり，施工能率の向上が期待できる．なお，吹き出し口径の拡大に伴い，粉体の供給口を1箇所から2箇所に変更することで粉体供給量の増大に対応した．

c) ノズル長さの短縮

ノズル長さを従来の120mmから90mmに短縮し狭隘部での施工性を向上させた．

粉体の付着性能に影響を与えるノズル吹き出し口におけるガスの速度は，ノズルの断面形状や長さなどに大きく依存するため，前述のノズル径やノズル長さの改良にあたっては，別途流体解析を行って最適な数値を決定した．図-9にa)~c)の改良点とノズル外観を示す．

d) ジョイントの工夫

狭隘部におけるSZの施工性を向上させるため，ノズル角度を変えられる可変ジョイントと，直角としたエルボジョイントおよび延長パイプを製作した（図-10）．可変ジョイントは，ノズルを固定するアダプタにボールジョイントを取り付け，ノズルを両振りで約30°ずつ可

図-7　コールドスプレー装置

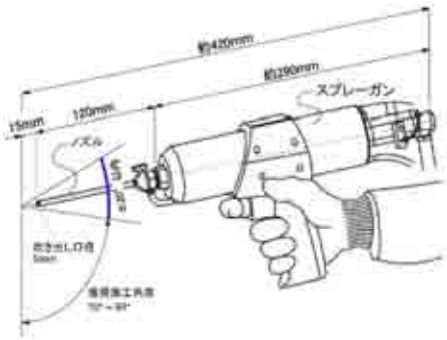
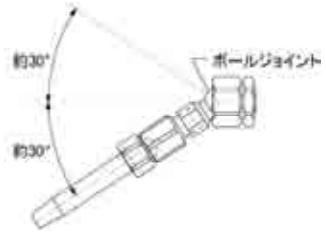
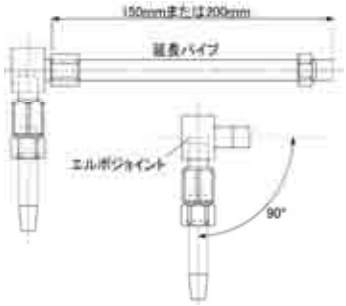


図-8　従来ノズルとスプレーガン

図-9 改良ノズルの概要



a)　可変ジョイント



b)　エルボジョイントおよび延長パイプ

図-10　狭隘部の施工性を向上させる各種ジョイント

変としたものである．また，エルボジョイントは，直角のエルボ部分を有するアダプタであり，延長パイプと組み合わせることで，スプレーガン本体が接近しにくい狭隘で奥まった空間への施工性の向上も期待できる．

(2) 施工法の改善

SZは，一般的な施工速度として7mm/sec程度を目安としている．また，ノズル先端と対象物との間は，15mm程度の離隔を一定に保持しなければならないため，長時間の施工となる場合は，その作業姿勢によっては作業員の負荷が大きくなり，SZ皮膜の品質もばらつく可能性がある．そこで，ある一定の範囲を連続的に施工する場合を想定して，半自動溶断機の自走台車にスプレーガンを取り付けることで，SZ施工の半自動化を図っている（図-11）．これにより，施工速度やノズルと対象物との離隔を常に一定とすることができるため，SZ皮膜の安定した品質が得られるとともに，作業員の負荷低減に大きく貢献している．

図-11　自走式台車へのスプレーガン設置例

図-12　SZの施工状況

6. 実構造物を対象とした施工事例

実構造物において実施したSZ施工の事例を報告する．（1）については，腐食環境の厳しい地域において高力ボルト継手部への施工を実施し，経過観察を行った結果を報告する．（2）については，近畿地方整備局管内で実施した施工事例を報告する．（3），（4）については，ノズルの改良や施工法の改善を行った施工事例について報告する．

(1) 高力ボルト継手部

ここでは，従来ノズルを使用して既設橋での施工性と施工能率を確認した（図-12）．前述の通り，機材は小型かつ軽量であり，コンプレッサー等の周辺基材を含めて，現場での施工性に問題は無かった．図-13に示すように，着目したボルトは，著しく腐食が進んだ状態であったが， SZの施工により，ボルト部表面の素地調整と亜鉛皮膜の生成が良好に行われたことを確認した．また，この部位は上向きの施工であったが，亜鉛皮膜の生成状況は良好であった．

施工終了後，SZを施工したボルトは，亜鉛皮膜上に塗装を施さずに1年間の大気暴露状態とした．施工箇所は，飛来塩分量が最大0.98mddと大変厳しい腐食環境であったにも関わらず，SZ施工後1年経過後も錆は認められなかった．

施工能率に関しては，トルシア型高力ボルト頭部1箇所あたり約2分で，ナット部1箇所あたり約5分であった．ナット部は，ねじ部の凹凸や腐食の進行も進んでいたことから頭部に比べて施工性は落ちた．なお，新設工事を

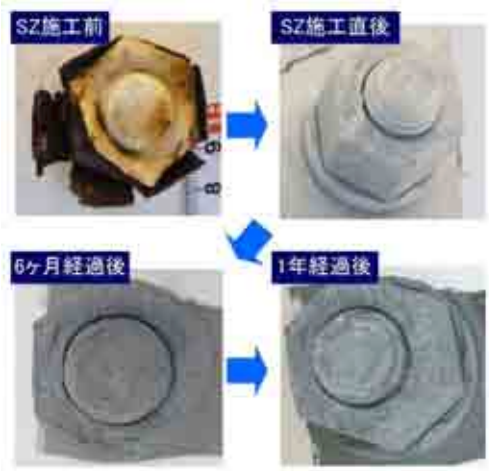


図-13　SZ施工後の大気暴露結果

想定し，事前に浮き錆等を除去したボルトナット部へ施工した場合は，約4分の施工時間であった．したがって，既設の高力ボルト継手部を対象にSZを施工する場合，あらかじめ劣化した塗膜や浮き錆を機械工具等により除去しておくことがSZのみでこれらを除去するのに比べ，コストダウンや施工能率の向上につながるといえる．

(2) 横構継手部

近畿地方整備局管内では，兵庫県内の新設道路橋において横構の高力ボルト継手部へ施工を行った．本橋では，桁端部の高力ボルトが防食上の弱点部とならないよう，高力ボルトの締付け後にSZを施工した．ここでは，作業姿勢が限定されるため，可変ジョイント＋従来ノズルの組み合わせで施工を行った（図-14a）．改良ノズルを用いなかったのは，粉体の吹き付け量が多いため，高力

ボルトのように凹凸がありスプレーガンの取り回しが多い部分では粉体のロスが多くなることが考えられるためである．現時点では，高力ボルト部では従来ノズル，面積の広い部分では改良ノズルというように，部位によってノズルの使い分けを行うことを考えている．SZ施工時は，高力ボルト継手部に結露が発生していたが（図-14b）），300℃程度のガスを超音速で吹き付けるため鋼材表面の水分を瞬時に飛ばすことができた．今回のような結露程度の湿潤状態ならば，事前に拭き取るような処置もなくSZの施工が行えることを確認した．

(3) 支承部

図-15は，既設道路橋の補修工事において，鋼製支承（BP-A支承）部の塗り替え塗装としてSZを施工した事例である．標準の塗り替え塗装仕様は，オープンブラスト＋無機ジンクリッチペイント＋重防食塗装であったが，一部の支承にSZを試験的に採用した．支承部は，狭隘でかつ凸凹面が多い形状をしているため，ここでは延長パイプに改良ノズルを取り付けることで施工性を確保した．ノズルの改良によって，現場でのオープンブラストでは十分に素地調整が施工できない狭隘な場所に対しても丁寧にSZを施工できることから，防食性の向上が期待できる．既設橋梁では，このようなBP-A支承をはじめとする鋼製支承が多数使用されていることから，今後も支承部へのSZのニーズはあると考えられる．

(4) 主桁端部

既設道路橋の主桁端部の下フランジにおいて，図-11に示すような，半自動化させた SZ 施工を行った．本橋は，伸縮装置からの漏水により桁端部を中心に主桁の腐食損傷が発生していた．特に，主桁下フランジ上面の腐食が著しく，3 種ケレンを行った上で SZ を施工した．ここでは，比較的広い範囲への施工となったため，品質確保と作業者の負担軽減を目的に半自動施工を行った．ノズルは，従来ノズルと改良ノズルを部位によって使い分けた．

7. まとめ

SZは，素地調整と同時に耐食性の高い緻密な亜鉛皮膜の形成ができ，封孔処理を必要としない，今までにない防食技術である．機材の形状や性能的に高力ボルト継手部のみを対象としてきたが，ノズルの改良や施工法の改善によって適用範囲を広げていることから，同技術への今後の展開が期待できる．

本検討で得られた新しい防食技術であるSZに関する主な知見は以下の通りである．

(1) SZによる亜鉛皮膜は高い犠牲防食機能を有しており，SZによる防食下地に重防食塗装を施した仕様は，高力ボルトの重防食塗装仕様として有効である．

(2) SZの施工による熱が，高力ボルトのリラクセーションや強度に与える影響は無い．

(3) ノズルの改良や施工法の改善により，高力ボルト継手部に加え支承部や桁端部へと適用範囲を広げた．

a) SZの施工状況

b) SZ施工前後のボルト

図-14 横構継手部への施工

図-15 鋼製支承への施工

参考文献

1) 榊：コールドスプレーの概要ならびにその軽金属皮膜：軽金属 第56巻 第7号，pp.376-385，2006.7

2) 井口・中東・清川：特殊金属塗装「Smart ZIC」工法による鋼橋の防食技術：YBHDグループ技報 No.43，pp88-91，2014.1

3) 清川・井口・木村・下里：コールドスプレー技術で生成する金属皮膜を適用した高力ボルトの防食性能と機械的性質：鋼構造論文集第22巻第85号，pp.133-141，2015.3

移動計測車両（ＭＭＳ）による計測技術の河川管理業務への活用について

足立　哲也[1]

[1]近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所　調査第一課（〒640-8227 和歌山県和歌山市西汀町 16）

移動計測車両（MMS：モービルマッピングシステム）による計測技術とは、車両に搭載した高解像度カメラとレーザスキャナを用いて各種構造物を画像及び3次元点群データで面的かつ細密にその形状を把握するものである。本論文では、この技術により取得された3次元データの河川管理業務への活用方法として、河川の維持管理を目的とした状態把握並びに点検補完技術としての活用について検討した結果を報告するものである。

キーワード　河川管理　状態把握　点検　移動計測車両　３次元データ

１．はじめに

近年、移動計測車両（MMS）の建設分野での活用が拡大している。MMSとはMobile Mapping Systemの略称であり、車両にGNSS測量機、IMU（慣性計測装置）、走行距離計(オドメータ､DMI､走行距離積算計ともいう)、レーザ測距装置（スキャナ機能付き）及びデジタルカメラ等のセンサを搭載し、走行しながら道路周辺の地形・地物等に関する三次元位置情報を効率的かつ迅速に取得する技術である。

MMSによる計測技術については平成24年5月に国土地理院により「移動計測車両による測量システムを用いる数値地形図データ作成マニュアル(案)」が整備され、これを契機に道路分野では台帳附図の整備、路面性状の把握の為の基礎調査にこの技術が活用され、河川分野でも「河川空間の全周囲画像データ作成ガイドライン(案)Ver.1.0」が整備され同技術の適用が試行されている。

本報告は、このような技術動向を踏まえ、同技術の河川分野への活用方法の一環として河川管理業務への活用について検討した結果を報告するものである。

２．河川の維持管理を取り巻く現状と課題

従来、河川堤防の管理は、200m間隔に設置された河川距離標を対象とする定期縦横断測量成果に基づき形状把握が行われ、それ以外の項目については河川巡視や定期点検で目視確認されたものを河川カルテに集約・整理していた。平成27年９月の鬼怒川災害を契機に、定期縦横断測量では把握されない範囲に堤防高不足等の弱点が存在する可能性があることが指摘され、連続的な構造物である河川堤防の状態把握の為には、定期縦横断測量よりも密な間隔で連続的かつ詳細に堤防形状を把握することの必要性が再認識された。

一方、平成27年11月には建設産業が社会的役割を果たすために、経営環境の改善、建設現場に携わる方の賃金水準の向上、安全性の確保が進むよう、抜本的な改革の一環として「i-Construction：建設現場の生産性向上の取り組み」として、建設現場にICT技術を全面的に導入し生産性の向上を図ることに取り組むことが提唱された。この中では、調査・測量～設計～施工～維持管理までを一貫して扱うための３次元空間情報の取得・整備が

主要な施策としてあげられている。

このような状況を踏まえるならば、MMSによる計測技術は、河川堤防を主とした河川構造物の状態を細密な3 次元地形モデルで定量的に把握するとともに、危機管理分野での活用、基盤となる３次元空間情報の取得・整備という河川管理全般での利用が期待される技術と言える。

３．ＭＭＳによる計測技術の概要

本報告で用いたMMＳの計測緒元は以下のとおりである。

表１　ＭＭＳの諸元

項　目		ＭＭＳの諸元
車両		Toyota レジアス
GNSS		二周波 GNSS アンテナ 2 台
IMU	取得間隔	200Hz
	姿勢精度	ロール&ピッチ角 0.008° ヘディング角 0.02°
オドメータ		1 台
カメラ	台数	6 台
	取得間隔	最大 10 フレーム／秒
	ピクセルサイズ	2448×2048 ピクセル （500 万画素）
レーザスキャナ	台数	1 台
	照射数	最大 55 万発／秒
	スキャン速度	最大 200 回転／秒
	照射角度	360°
	到達距離	最大 800m （照射数 150kz の場合）
	設置角度	走行方向に対して 90°
	設置高さ	地盤から 2m 又は 3.8m

図１　使用したＭＭＳの外観

これらの諸元により得られた計測値の特徴は、以下のとおりである。

【計測位置精度】

①堤防の天端は、時速 30km 以下の走行で、天端を高さ精度±20 mmの精度で計測できる。

②堤防では、距離 30m までの場合、位置精度 40 mm以内の精度で計測できる。

【3 次元点群の計測密度】

①堤防の天端は、時速 15km で走行した場合の点間隔は進行方向 8cm、横断方向 2cm で計測できる。

②堤防では、距離 30m の場合の点間隔は約 0.1m で計測できる。

【画像データの解像度】

①堤防の天端は、時速 15km で走行した場合の画像解像度は、進行方向 5mm/ pixel、横断方向 2mm/ pixel で計測できる。

②堤防では、距離 30m の場合の画像解像度は 15～20 mm/ pixel で計測できる。

また、MMS による計測技術の課題としては以下の点がある。

①堤体形状を正確にとらえるためには、レーザ及び画像の死角となる植生の除去(除草) が必要となる。

②斜面と平坦面では、同じような地形変状があっても レーザの当り方が異なるため、点間隔が狭くても変状の形状をうまく表現できない場合もある。

③レーザ点群密度、カメラ解像度共に距離に比例して粗くなる。

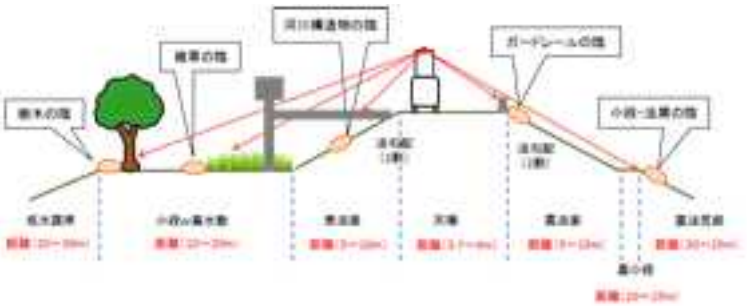


図２　ＭＭＳの計測イメージと死角のイメージ

４．河川管理等への活用に関する検討

ＭＭＳによる計測技術を河川管理等へ活用するために、以下の事項について検討を行った。

①MMSによる時系列的計測成果を用いた堤防形状の経年変化把握への適用性

②ＭＭＳによる計測成果の河川縦横断測量への適用性

③MMSによる計測技術の構造物点検(抜上り､傾倒)、堤防護岸点検への適用性

④ＭＭＳによる計測技術の堤防点検への適用性

（１）ＭＭＳによる時系列的計測成果を用いた堤防形状の経年変化把握への適用性

軟弱地盤上に構築された堤防では、堤体の不同沈下、変状把握を目的に、堤防形状の経年変化把握が実測水準測量により実施されている。

実測水準測量は、特定の測線、測点の標高値を把握するものであり、堤体全体が一様に変動する場合は計測値と堤体の挙動は同様と判断できるが、堤体の挙動が一様でない場合は計測値の評価が難しくなる。また、面的な挙動把握のために計測箇所を増やすならばコスト高となる。このため、MMSによる計測技術を活用し、実測水準測量と同じ堤体の沈下傾向や変状傾向を把握できるかを確認するために、MMSによる計測結果と実測水準測量による計測結果の較差を３cm以内に納めることが可能な手法について検討した。

検討結果は表２に示す通りであり、MMSによる計測結果と実測水準測量の較差は、最大誤差３cm以下、平均二乗誤差２cm以下となり、経年変化把握手法として適用可能であることを確認した。但し、この結果は固定局までの基線長を 10km 以内とし、標定点を１km 間隔で配置した場合のものである。標定点からの距離が長くなるに従い、誤差が大きくなる傾向が確認され、実測水準測量と同等の精度(cm オーダ精度)を求める場合は１km 間隔の標定点が必要であること、また、変状収束まで経年変化を把握するには cm オーダ精度が必要であり、１km 間隔程度の標定点が必要となる。

表２　ＭＭＳ計測結果と実測水準測量の標高較差

取得時期	平成 25 年	平成 26 年	平成 27 年
検証箇所数	9	9	9
平均誤差(m)	0.003	0.003	0.013
最大誤差(m)	0.024	0.024	0.023
平均二乗誤差(m)	0.016	0.011	0.015

（２）ＭＭＳによる計測成果の河川縦横断測量への適用性

河川縦断測量は、概ね 200m間隔で配置された河川距離標､河道及び河川構造物による変化点を対象に､また、河川横断測量は縦断測量測点の横断方向の地形形状の変化点を、公共測量の精度管理を適用しながら実施されるものである。

河川縦断測量は、測点間隔が長いため、測点間に治水上弱点となる堤防高不足区間がある場合、把握ができないという課題を有している。

このような既往河川縦横断測量の課題を踏まえ、MMSによる既往河川縦横断測量への適用性を検討した。

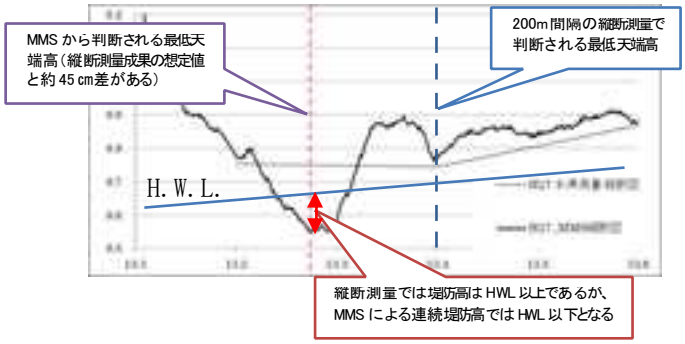


図３　ＭＭＳ計測データによる河川縦断図

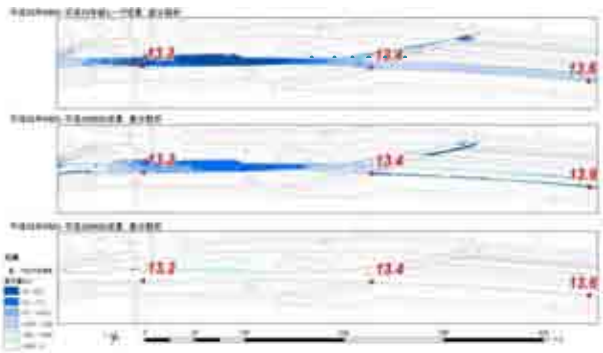


図４　ＭＭＳ計測データによる堤防高の平面分布

図３に示す通り、MMS計測による縦断データは車両走行可能区間の堤防天端高を詳細かつ連続的に取得することが可能である。また、図４に示す通り、特定測線を細密に表現するだけでなく、天端高の平面的な高低差や変状を把握することが可能である。

これらの結果より、MMSによる計測データは、河川縦断測量では把握困難な距離標間の堤防弱点(堤防高不足箇所､越流危険個所等)を把握することが可能なことから、危機管理の観点から有効な手法である。

なお、横断的には植生、地物の影響によりその地形変化点を明確に捉えることができない場合があり、計測点の再現性に劣り､かつ､その精度を確保するのは難しい。

これらの結果より、MMSによる計測データは既往の河川縦横断測量の補完技術として、主に縦断形状の詳細把握手法として活用することが望ましい。

（３）MMSによる計測技術の構造物点検への適用性

MMSによる計測技術は、堤防の天端走行により天端及び天端周辺の状況を計測することを最も得意とする。

ここでは、MMSによる計測技術を用いた構造物詳細点検の為の基礎情報の取得に着目し、変状程度が目視では確認しにくい門柱傾倒及び天端・法面の抜け上がりについて適用性を検討した。

（ａ）門柱傾倒把握手法としての適用性

水門・樋門等の門柱傾倒については、目視点検では確認しづらく、関連する施設との接合部の開き・亀裂や欠損等により想定され、下げ振りによる計測で確認される場合が多い。

MMS計測技術による門柱傾倒把握手法としてはMMSの計測データの解析により、目視点検の予備情報が無くても下げ振りによる確認結果と同等の結果を得ることを目的とした。

検討に当たっては、ＴＳによる門柱面四隅の測量、地上型レーザによる門柱面の計測とMMSによる計測の精度検証を行い、MMSによる計測結果が、両手法と同等の傾倒量が計測できることを確認した。さらに、下げ振りによる検証も行い、構造物詳細点検の必要精度を十分に確保していることを確認した。

表３　ＭＭＳ計測値と他手法の計測値の比較表

面番号	天端に対して	MMS		実測		地上レーザ	
		算出角度（°）	1m先でのズレ（cm）	算出角度（°）	1m先でのズレ（cm）	算出角度（°）	1m先でのズレ（cm）
①	側面	89.98	0.03	90.00	0.01	89.99	0.02
②	正面	***89.30***	***1.22***	***89.20***	***1.40***	***89.20***	***1.39***
③	側面	89.93	0.12	89.99	0.02	89.99	0.02
④	側面	89.87	0.23	89.93	0.11	89.96	0.08
⑤	正面	***89.13***	***1.52***	***89.24***	***1.33***	***89.21***	***1.38***
⑥	側面	89.98	0.03	89.96	0.06	89.98	0.04

斜字太文字：門柱傾倒面の計測値

図５　門柱傾倒面計測位置

（ｂ）抜け上がり把握手法としての適用性

水門・樋門等堤防横断構造物による抜け上がりは、構造物周辺や堤体内部に空洞やゆるみが生じている可能性があることを示している。このため、補修・対策の為の目安となる変状程度の数値(基準値)が設けられている。

MMS計測技術による抜け上がり把握手法としては、天端及び法面・小段に生じる縦断的な変化量（抜上り量・段差）を計測し、基準値に見合った精度で変状を定量的に把握することを目的とした。

検討に当たっては、縦断的な変化量把握と共に、面的

な変化量把握手法を試行し、図６に示すように20ｃｍ間隔の縦断データにより状態監視の目安となる 10ｃｍの抜け上がり検出が可能となる。また、MMS計測技術による構造物周辺の面的変状と定期点検等により確認された個別部位の変状を重ね合せ表示することにより、個別箇所の変状ではなく、構造物としての変状を示唆する情報を取得可能であることを確認した。

これらの結果よりMMＳによる計測結果は、詳細点検の必要性の判断資料(スクリーニング資料)及び基礎資料としての適用が可能であると言える。

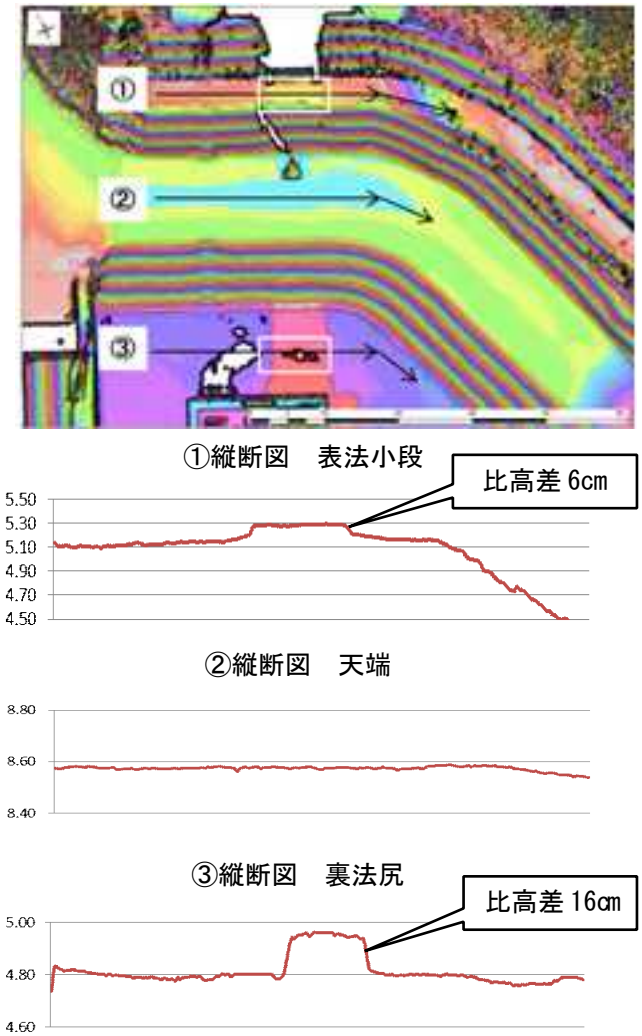


図６　抜け上がりの面的把握状況と縦断的把握状況

（４）MMＳによる計測技術の堤防点検への適用性

河川管理施設の点検は、「堤防等河川管理施設及び河道の点検要領」（平成24年５月）に則り実施されている。同要領では、目視点検を基本とした点検事項（項目、手法）が定められ、出水期前、台風期、出水後の３時期に実施することとなっている。

MMＳによる計測技術は堤防天端からの計測を基本としており、計測範囲は堤防天端から見通せる範囲であり、植生や構造物により死角が形成される場合はその範囲の計測は困難という制約条件がある。また、計測距離により解像度が低下するという器械性能の制約や、斜め方向からの計測という計測方向の制約もあるため、クラックや小動物による穴等の微小な変状については識別できないという制約もある。

一方、計測データについては電子的な位置情報として取得されると共に、計測可能な変状については、変状範囲・規模について点検者の個人差の影響を受けることなく取得され、さらに、データの保管・管理も容易という特徴を持つ。

このような、MMＳによる計測技術の特徴を生かした堤防点検への適用性、点検補完技術としての活用可能性について検討した。

（ａ）変状の自動検出

MMＳによる計測技術を活用した変状の検出方法には、計測データの目視判読による方法と解析処理による検出方法があり、ここでは、効率的かつ判読個人差が生じない以下の解析処理による検出方法を用いた。

①一様な想定面に対して凹凸を抽出する「基準面解析」

②周辺地形に対して局所的な凹凸を抽出する「平滑化基準面解析」

③泥濘化等の水分異常を抽出する「反射強度解析」

これらの手法による検出結果と目視点検結果の合致状況を「検出率」として評価した（表４参照)。

これらの結果より陥没、法崩れ、不陸等の主に面的な変状の把握についてMMＳ計測技術は有効な手法であり、目視点検では把握できない面的な変状の位置・規模・範囲についてもデータ取得が可能となる。

表４　ＭＭＳ計測技術で検出率の高い変状

検出率	堤防部位	検出された変状
100%	土堤・法面	陥没、法崩れ、侵食、表土異常、不陸、樹木の侵入・拡大
	土堤・小段	泥濘化
	土堤・天端	不陸、破損、目地のずれ、
	土堤・法尻部	泥濘化
75%以上	土堤・法面	泥濘化
	土堤・天端	亀裂

（ｂ）モニタリング手法としての適用性

ＭＭＳによる点検は、変状の位置・規模・範囲を周辺地形とともに高密度な位置情報で取得することができ、目視点検に比べ検出基準が明確なため､現地との整合性、再現性が高い。

目視点検とMMS計測の特性を比較するならば、表５に示す通り、進行程度が顕著になると堤防機能への影響が大きくなる面的変状の経年変化把握等のモニタリングへの適用性が高い。

表５　モニタリングに着目したＭＭＳ点検の特徴

点検方法	位置情報の取得	進行性の面的変状	
		小規模	大規模（広範囲）
		代表する１点の計測で状態把握可能なもの（計測定点を設定し易いもの）	面的な複数点の計測で状態把握可能なもの（計測定点を設定し難いもの）
		(例)法面:局所洗掘、護岸変状等 天端:陥没等	(例)法面:寺勾配、はらみだし等 天端:沈下、抜け上り等
目視点検	×	○:最大下がり等定点を直接計測することで変化量を把握可能	×:多数の観測定点を設けることが難しく変化量を把握困難
ＭＭＳ計測	○	△:変状内に３次元点群が十分に分布する場合、最大下がり等定点の変化量を把握可能	○:広範囲で多くの３次元点群を取得でき面的な変化量を把握可能

（ｃ）災害時の適用性

ＭＭＳによる計測技術は天端走行により３次元点群データと画像データが取得できるため、災害時の情報取得手法としての活用が期待される。

災害時の活用として、変状検出手法を解析処理手法に限定し、位置精度確保の為の標定点の配置を行わない場合、計測から３日で標高段彩図、５日で解析処理情報を提供することができる。これらの情報は、変状位置、規模、範囲を電子情報として提供可能であり、災害時に有効な情報取得手法と言える。

５．まとめ

ＭＭＳによる計測技術は、植生等の死角の影響を受けない条件下では、通常点検で見落としがちな面的変状も網羅的に検出することが可能であり、その範囲・規模の定量的な把握に有効な手段といえる。このため、定期点検の補完手法としての活用が期待される。

また、面的変状をはじめ、ほとんどの変状については危険度評価の基準値が明示されていないため観察・監視レベルの判断が困難であるが、ＭＭＳにより面的変状を継時的に計測することにより、定量的な状態監視ができるため、今後の評価基準の基礎資料としての活用も期待される。

なお､昨今のＩＣＴ技術活用の流れを踏まえるならば､今後新たに取得する空間情報は３次元空間情報であることが必須となる。

河川空間を３次元で均一かつ網羅的に効率よく計測を行う方法としては航空機を活用したレーザ計測があげられ、一方、主に実測がカバーしていた堤防、構造物周辺等の大縮尺の空間情報が整備されている区間については､ＭＭＳ､ＵＡＶ､地上型レーザ等があげられる。

それぞれの計測手法の特性と目的を整理し､河川維持管理にも活用可能な３次元空間情報の整備を進めていくことが望まれる。

河道閉塞対策箇所における緊急時の現地調査へのUAVの活用について

田中　健貴

近畿地方整備局　大規模土砂災害対策技術センター

（〒649-5302和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027－6）

本報告では平成23年紀伊半島大水害によって発生した河道閉塞のうち，赤谷，栗平では平成26年8月台風11号にともなう降雨によって一部浸食等の被害が生じた．本報告では，被災状況についてUAV（Unmanned Aerial Vehicle，小型無人航空機）を活用した空中撮影による調査を実施したので，その結果を報告する．調査は降雨後に行われ，従来行われてきた有人航空機による調査とも遜色なく，河道閉塞を引き起こしている堆積土砂の状況等を確認することができた．

キーワード　河道閉塞，UAV，空中撮影

1. はじめに

これまで土砂災害発生時の現場調査は，実際に現場へ調査員が赴いたり，有人固定翼航空機または有人回転翼航空機による写真撮影またはレーザー測量が行われてきた．しかしながら，災害発生直後に調査員が現場へ向かうのは不安定土砂による二次被害のおそれがあることや，航空機による調査は低層雲が生じている場合には対象物に接近できない，という課題があった．

図1　紀伊山地砂防事務所管内における河道閉塞位置図

一方で，近年UAV（Unmanned Aerial Vehicle，小型無人航空機）が低価格かつ高性能となってきたことから，カメラを取り付けたUAVを渓流沿いに飛行させることで得られた画像から河床礫調査が行われたり，同じくカメラを取り付けたUAVによって山間部における崩壊地調査が行われるなど，砂防における現地調査へのUAVの活用が増えてきている[1) 2) 3)]．UAVによる現地調査は調査員に被害が及ぶ可能性が低くなることや，低層雲が生じていても見通しがある範囲では調査が可能となることがメリットとして挙げられる．

紀伊山地砂防事務所管内では，平成23年紀伊半島大水害において深層崩壊と呼ばれる大規模な崩壊が発生し，これらの大規模崩壊によって河川がせき止められ，河道閉塞が複数生じた（図1）．

これら河道閉塞のうち，赤谷および栗平では平成26年8月台風11号にともなう降雨によって，一部浸食が生じた．この際，迅速な現場状況把握のため，UAVを活用した調査を実施した．河道閉塞に関する出水時の調査では急激な決壊による突発的な被害は突発的に発生するおそれがあり，危険を軽減するという点でUAVによる調査は有用であると考えられる．そこで本報告ではUAVを活用した山間部での河道閉塞調査について，有効性と課題について論じる．

2. 調査地の概要および調査時の状況

今回UAVによる調査が行われたのは平成23年紀伊半島大水害で河道閉塞が生じた赤谷，栗平である（図2）。

調査は赤谷地区については平成26年8月10日に，栗平地区については平成26年8月11日に実施された。

図2　2014年台風11号前の崩壊地の様子
（上：赤谷　下：栗平）

平成 26 年台風 11 号は，紀伊山地に多量の雨をもたらし，赤谷地区と栗平地区では，2011 年台風 12 号による平成 23 年紀伊半島大水害後から 2014 年末までの 3 年間で，最大の降雨量を記録した（図 3）．平成 26 年 7 月 29 日にマリアナ諸島付近で発生した台風第 11 号は，フィリピンの東海上を発達しながら進み、強い勢力となって日本の南海上をゆっくりと北上し，10 日 6 時過ぎに高知県安芸市付近に上陸した．その後四国地方を北北東進して 10 日 14 時前に日本海へ抜けた（図 4）．

アメダスでは，降り始めの 8 月 8 日 15 時から 8 月 11 日 5 時までに吉野郡十津川北山村上北山で 548.0 mm，吉野郡十津川村風屋で 475.0 mm，吉野郡十津川村玉置山で 470.5 mm，吉野郡下北山村下北山で 456.5 mm，吉野郡天川村天川で 430.5 mm の総雨量を観測した。また、吉野郡吉野町吉野では 9 日の日降水量 261.5mm（観測史上 1 位）を観測した [4]。この降雨により，赤谷，栗平の 2 地区で河道閉塞部を越流する出水が発生した．

この際，赤谷地区で斜面の再崩壊が発生し，崩壊土砂が対岸に設置したCCTVを直撃したことから，河道閉塞部の状況を確認することが出来なくなったが，河道閉塞下流側に設置したCCTVの映像では，降雨が継続しているにもかかわらず，赤谷川の水位が著しく低下する様子が確認され，河道の再閉塞が懸念された．

また，栗平地区においても湛水池に設置した水位計で急激な水位低下を記録し，その後，河道閉塞下流の保全対象付近に設置したCCTVの映像で水位の急上昇を記録し，その後20分程度で水位が低下した．

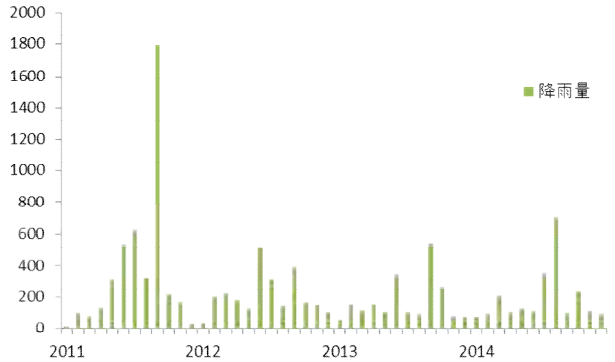


図3　2011年から2014年の月合計降雨量（mm）[5]

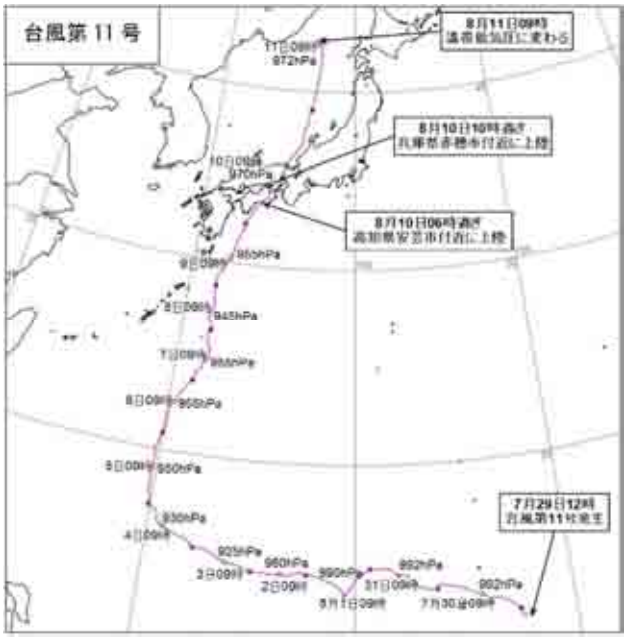


図4　2014年台風11号経路図

このため，仮排水路が流失し，河道閉塞が越流により侵食され，不安定化していることが懸念された．このような状況下においては調査員を現地に向かわせることが出来ず，また天候不良のため有人航空機による調査も出来なかったため，UAVによる調査を行うこととした．

3.　調査の概要と結果

3.1　調査の概要

今回の調査で使用したUAVの諸元は表1の通りである．使用したUAVはZionQC630（4枚羽タイプ）であり（図5），標準飛行時重量は3.2kgである．

表1　UAV諸元

機体	カメラ	撮影種別
ZionQC630　4枚羽タイプ	GoproHero3	動画(1080p)

図5　使用したUAV

なお最大積載量は2.0kgとされている．最大飛行時間は30分とされているが，通常の運用では20分程度の飛行を行う．カメラの着脱式設置装置を取り付けており，この装置で固定できるカメラであれば，機種は問わないが今回はGoproHero3で動画を撮影した。ここで撮影された動画の解像度は1,920×1,080ピクセルである．赤谷および栗平における撮影コースは図6，7の通りである．

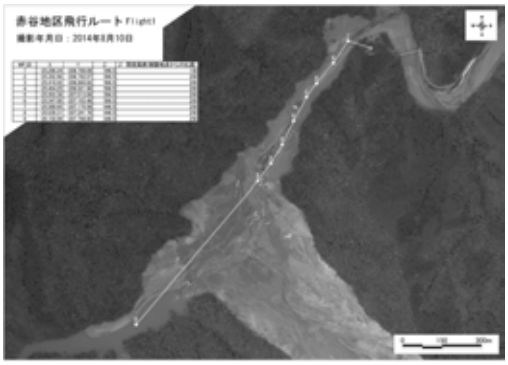


図6　赤谷地区　飛行コース

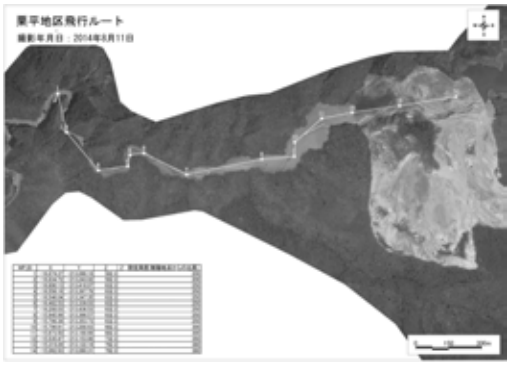


図7　栗平地区　飛行コース

今回の飛行では，赤谷・栗平の2か所の河道閉塞について次の点に着目し，撮影および映像の確認を行った．

赤谷地区

・崩壊斜面での再崩壊の状況

・整備中の砂防堰堤が被災していないか

栗平地区

・天然ダム堤体が侵食されていないか

・工事用道路が被災していないか

なお，撮影は降雨が終了後行った．また飛行途中より視認できなくなることもあり，GPSを利用した自動飛行を行っている．

3.2　調査結果

赤谷および栗平で撮影された画像を次の図8（赤谷地区）および9（栗平地区）に示す．

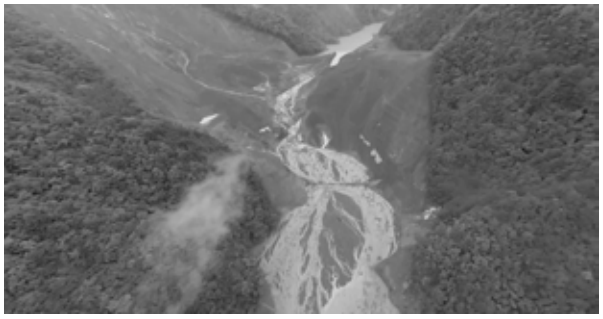


図8　赤谷地区で撮影された画像
図2と比較すると崩壊地直下で整備中であった砂防堰堤が一部被災していることが分かる

赤谷地区で撮影された動画からは新たな河道閉塞等は確認されなかった．一方で，整備中の砂防堰堤については被災している状況が確認された．しかしながら，河道閉塞を引き起こしている土砂自体は安定していることも併せて確認された．

図9　栗平地区で撮影された画像
水みちに沿って浸食が発生していることが分かる

栗平地区では河道閉塞を引き起こしている土砂が侵食され，直下流で土砂が堆積している状況が確認された．また仮排水路が被災している状況が確認されている．しかしながら，栗平地区についても赤谷地区同様，河道閉塞を引き起こしている土砂自体は安定していることも併せて確認された．

赤谷地区，栗平地区それぞれにおいてUAVを活用し，撮影された動画により河道閉塞の状況や工事関連施設の状況が確認された．一部浸食や被災している状況が見られたが，河道閉塞を引き起こしている土砂の大部分は不

安定化はしていないことを確認することが出来た．なお，得られた情報は地元自治体にも早期に提供されている．

カメラで撮影した映像の画素数は正方形比率ピクセルにおいて1,920×1,080ピクセルであり，約207万画素の動画であった．今回の飛行高度では，1画素あたりの地上での大きさは約90mmである．なお，赤谷，栗平の両地区では，8日後（8月18日）に航空レーザ測量を実施しており，同時に垂直写真も撮影している．有人飛行機に搭載されたデジタルカメラの画素数は7,228×5,428ピクセル（約3,923万画素）の静止画であり，1画素あたりの地上での大きさは約73mmであることから，地上分解能の観点ではほぼ遜色ない調査結果と考えられる．

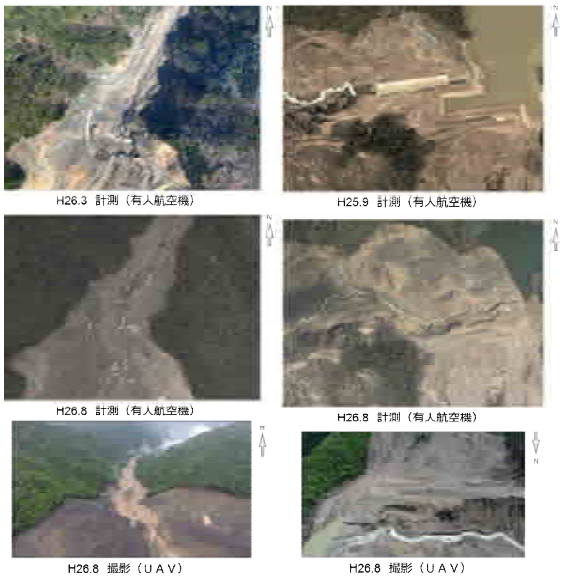


図10　有人航空機とUAVによる撮影の比較
（左：赤谷　右：栗平）

4. まとめ

(1) 河道閉塞箇所の応急的な調査におけるUAVの利点

豪雨時や地震時等，河道閉塞の変動が考えられるときは多くの場合、調査員が現場へ入って調査することは危険が多く，調査困難である. 特に河道閉塞の場合，急激な浸食による決壊に伴い，大規模な土石流が発生する可能性があることから，調査員が現場へ立ち入ることは避けるべきである．

今回の調査では豪雨後のUAVを用いた動画撮影により，河道閉塞を引き起こしている土砂の状態や，仮排水路の状態などが確認できた．これまでUAVを活用した大規模崩壊発生後の崩壊斜面の調査については，その有用性が示されてきたが，今回の調査で豪雨後の河道閉塞調査についても有効であることが示されたと考えられる．

今回UAVに搭載したカメラは先述のとおり，1画素あたりの地上での大きさは約90mmであり，この解像度で崩壊斜面や河道閉塞を引き起こしている土砂の状況は把握することができた．この映像は斜め撮影ではあるものの概要把握としては支障ないものと考えられる（図10）．

(2) UAV活用上の課題

今後UAVを活用していく上で天候は大きな課題となりうる．現状でも防水を実施することは可能だが，防水を施した分だけ機体重量が大きくなり，航続時間が短くなる．また風速が大きい時には風に煽られる危険があるため飛行させることが出来ない．このような天候上の課題に関しては，今後の技術開発が期待される．

また今回の調査実施時には天候が回復していたものの，往復約5kmの距離を飛行せざるを得なかった栗平地区では2度目の飛行調査後帰還目前にUAVが墜落している．直接的な原因は不明ではあるものの，原因として単純な操作ミスの他，UAVが山間においてはGPSの受信精度が平地と比べて著しく劣ること等が想定され，調査の確実性という点では課題が残る結果となった．UAVの基本的な構造上，基本的には安定して飛行することが可能であり，事故の多くは人為的なものと考えられる[6]．この点に関してはUAV運用のためのチェックリストを作成するなどし，ミスを減らすことが有効と考えられる．

注釈：

今回の調査は航空法改正前に実施したものであり，災害発生直後に機動的な対応を行う事ができた。現在は法律改正により，150m以上の高さの空域における飛行や目視範囲外での飛行はあらかじめ許可を受ける必要があるため，ここに補足して記す．

参考文献

1) 国土交通省：平成 27 年度次世代社会インフラ用ロボット現場検証，https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/constplan/sosei_constplan_fr_000026.html，参照 2016-3-9
2) 梅津健一・戸松修：低高度空中写真による河床礫調査方法の精度検証と実用性について，砂防学会誌，Vol.60，No.1，p.19-28，2007
3) 木下篤彦・島田徹・笠原拓造・林栄明・名草一成・小山内良人・村木広和：回転翼型マイクロ UAV を用いた深層崩壊箇所の災害調査，砂防学会誌 Vol.66，p.51-54，2013
4) 気象協会：過去の天気，http://www.tenki.jp/past/2014/08/10/satellite/japan_near/，参照 2016-3-9
5) 気象庁：過去の気象データ検索， http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php?sess=6ef525a9cdef28cea634ce58ca736e68, 参照 2016-5-31
6) 写真測量における無人航空機の空の安全確保に向けて：写真測量とリモートセンシング　Vol.54，No.2 p.82-83，2015

海岸部での鋼製立体桟道橋の適用について

奥村　孝幸[1]

[1]兵庫県　洲本土木事務所　道路第２課（〒656-0021　兵庫県洲本市塩屋2-4-5）

県道洲本灘賀集線の洲本市小路谷付近は，山側は急峻な山がせまり，海側は崖となっていることから，幅員狭小，線形不良，歩道が未整備の状態であった．さらに，瀬戸内海国立公園特別地域に位置していることから，地形の改変が困難であり長らく改良工事がなされずに交通の難所となっていた．

本論では，当該箇所で採用した鋼製立体桟道橋への技術的考察及び他の海岸部への適用性等について，今後の展開を述べるものとする．

キーワード　国立公園、鋼製立体桟道橋，金属溶射

1. はじめに

県道洲本灘賀集線は，洲本市塩屋2丁目の国道28号交差点を起点とし，南あわじ市賀集八幡の国道28号交差点に至る淡路島東南の海岸沿いに位置する主要な幹線道路である．

図-1　位置図

このうち洲本市街地と洲本温泉街との間は，高校生の自転車通学に利用されるとともに，洲本温泉街や灘の水仙郷等の観光地へのアクセス道路であることから，大型観光バスの通行も多い区間となっている．しかしながら，山側は急峻な山がせまり，海側は崖となっていることから，幅員狭小，線形不良，歩道が未整備の状態であった．

図-2　改良前の現道の状況

さらに，瀬戸内海国立公園特別地域に位置していることから，工事実施には数多くのクリアすべき問題があり，長らく改良工事がなされずに交通の難所となっていた．

本論文では，上記の問題を解決するために着手した海岸部での鋼製立体桟道橋への技術的考察及び地理的条件が同様の箇所への適用性等について，今後の展開を述べるものとする．

2.　事業内容

(1) 瀬戸内海国立公園内での事業執行上の課題

事業箇所のほぼ全区間にわたり，瀬戸内海国立公園(陸上部:第2種特別地域，海上部：普通地域)に指定されており，自然公園法に基づく工作物の新築許可が必要であった．このため，計画策定段階から環境省と協議を重ね，

・　水際線や法面などの自然環境をできる限り保全すること
・　大規模な地形改変を伴う工法を採用する場合は，任意で環境影響評価法に準ずる調査を行うこと

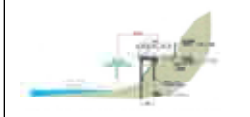
など，環境への影響を最小限にとどめることが求められた．

図-3　国立公園区域図

(2) 道路拡幅工法の検討

急峻な山岳部等で歩道設置及び車道の線形改良・拡幅を行う場合，山側を切土により拡幅するか，崖側に擁壁や補強土壁を設置し盛土によって拡幅するか，もしくは両者の併用案を経済性や施工性によって決定するのが一般的であろう．しかしながら前述のとおり，良好な自然環境を保全することが求められたことから，山岳部で採用されることが大部分を占めていた鋼製立体桟道橋での拡幅を含めて比較検討を行い，経済性には劣るものの環境適合性等に優れる鋼製立体桟道橋による拡幅を採用することとした．

表-1　各工法の比較

	概要図	施工性	経済性（予備設計時）	環境適合性	総合評価
切土工法		・切土防護柵による現道の交通規制が必要であり、終日片側通行となる ・地盤が急勾配の岩盤であり、工事期間が長期に及ぶ	248万円/m	・地形の改変が最も大きい ・環境影響評価に準ずる調査が必要 ・切土法面の緑化により植生の復元は可能である	経済性・環境適合性とも他案に劣る
		△	×	×	×
盛土工法		・現道外での工事が大部分であり、交通規制は伴わない ・現場打コンクリート、盛土量、捨石の施工量が多く、工事期間が長期に及ぶ ・公有水面埋立許可が必要である	143万円/m	・地形の改変が大きい ・環境影響評価に準ずる調査が必要 ・盛土法面の緑化により植生の復元は可能である	環境適合性で鋼製立体桟道橋工法に劣る
		△	○	×	△
鋼製立体桟道橋工法		・現道との接続箇所に土留擁壁が必要であり、終日片側通行となる ・他の2案に比べ工事期間は短い	172万円/m	・地形の改変が最も少ない ・環境影響評価は不要である	経済性に劣るものの、環境適合性で他案より優れる
		△	△	○	○

(3) 海岸部における鋼製部材の防食工法の検討

海岸部で鋼製部材を使用するにあたり，施工性や将来的な維持管理性を含めた防食工法を検討することが重要である．鋼橋で一般的に用いられる防食対策は，下表のとおり重防食塗装(C-5系塗装)や溶融亜鉛めっき，耐候性鋼材の使用，亜鉛・ｱﾙﾐﾆｳﾑ金属溶射などである．

表-2　鋼道路橋の代表的な防食方法の適用環境比較

防食法		劣化因子/劣化促進因子	環境 飛来塩分量が少ない環境 ⇔ 飛来塩分量が多い環境
塗装	一般塗装	紫外線、水、酸素／塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲
	重防食塗装	紫外線、水、酸素／塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲
耐候性鋼材		水、酸素／塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲
溶融亜鉛めっき		水、酸素／塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲
金属溶射	封孔処理	水、酸素／塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲
	重防食塗装	紫外線、水、酸素／塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲

その他，橋梁構造物の耐久性を向上させるために，多種多様な防食工法が開発され実用化されている．これらの工法は，塗装法・塗料・塗膜厚・加工の技術によって，コスト・耐久性・適用範囲なども異なる．そのため，海水が直接飛沫し，台風時や冬季風浪時に飛石等が衝突する恐れがあるという特殊な条件下にある本橋梁に適用できる工法を整理し，耐久性・LCCを勘案して防食工法を選定することが重要となってくる．以下に，一般的な防食工法の他に，本橋梁で検討した防食工法の特徴を整理する．

・　有機ﾗｲﾆﾝｸﾞ：ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝなどの有機系材料を用いて鋼材表面を被覆する工法で，塗装より膜厚が厚く耐摩耗性に優れる．
・　無機ﾗｲﾆﾝｸﾞ：鋼材表面をｾﾒﾝﾄﾓﾙﾀﾙやｺﾝｸﾘｰﾄで被覆するﾓﾙﾀﾙﾗｲﾆﾝｸﾞ工法や，耐食性金属で被覆する金属ﾗｲﾆﾝｸﾞ工法などで，無機部材のかぶり厚によって鋼材面を腐食環境から遮断する．
・　ﾍﾟﾄﾛﾗﾀﾑﾗｲﾆﾝｸﾞ：ﾍﾟﾄﾛﾗﾀﾑ系防食材料(石油系ﾜｯｸｽ材料の一種)を用いた被覆工法で，波浪や漂流物の衝突防護のため，FRPやPEなどの強化ﾌﾟﾗｽﾁｯｸ等の保護カバーを併用する．
・　ｱﾙﾐﾆｳﾑ・ﾏｸﾞﾈｼｳﾑ金属溶射：亜鉛，ｱﾙﾐﾆｳﾑ，亜鉛･ｱﾙﾐﾆｳﾑ(擬)合金に変わりｱﾙﾐﾆｳﾑ・ﾏｸﾞﾈｼｳﾑ(擬)合金を用いた金属溶射で，溶融亜鉛めっきの10倍，亜鉛・ｱﾙﾐﾆｳﾑ金属溶射の2.5倍の防食性能がある．

本橋梁では，海岸部での適用性に劣る溶融亜鉛めっきと耐候性鋼材を除いた6案について比較検討を行い，経済性に最も優れるｱﾙﾐﾆｳﾑ・ﾏｸﾞﾈｼｳﾑ金属溶射を採用することとした．

なお，ｺﾝｸﾘｰﾄ部材についても，当然のことではあるが道路橋示方書に規定される鉄筋までの純かぶり厚(70㎜

以上)の確保と，ｴﾎﾟｷｼ樹脂塗装鉄筋を用いることにより，耐久性を高めている．

表-3　防食工法の比較

	第1案 重防食塗装 (C-5塗装)	第2案 有機ﾗｲﾆﾝｸﾞ	第3案 無機ﾗｲﾆﾝｸﾞ
特徴	・複雑な構造物に対しても施工が可能である。 ・新規、補修ともに施工が容易である。	・工場施工であるので安定した高品質の製品となる。 ・弾力性のある硬い塗膜で、耐摩耗性に優れ、長期耐久性がある。 ・海上部の鋼管や鋼矢板に数多く採用されている	・無機部材のかぶり厚によって腐食環境から遮断できる。 ・塩素イオンの耐透過性や水密性が高い保護カバーを使用することで耐久性が向上する。
耐用年数 ()内は塗替期間	30年 (30年)	40年 (40年)	50年 (50年)
維持管理性	○ 現地にてﾒﾝﾃﾅﾝｽが可能である	○ 現地にてﾒﾝﾃﾅﾝｽが可能である	○ 現地にてﾒﾝﾃﾅﾝｽが可能である
経済性	△ ｲﾆｼｬﾙ　：　7,500円/m2 ﾗﾝﾆﾝｸﾞ：　10,500円/m2×3 合計　：　39,000円/m2	△ ｲﾆｼｬﾙ　：　26,000円/m2 ﾗﾝﾆﾝｸﾞ：　29,000円/m2×2 合計　：　84,000円/m2	× ｲﾆｼｬﾙ　：120,000円/m2 ﾗﾝﾆﾝｸﾞ：120,000円/m2 合計　：240,000円/m2
環境適合性	○ 色彩は自由に選択できる	△ 色彩はある程度自由に選択できる	△ 色彩はある程度自由に選択できる
総合評価	△	△	×
	第4案 ﾍﾞﾄﾛﾗﾑﾗｲﾆﾝｸﾞ	第5案 亜鉛・ｱﾙﾐﾆｳﾑ金属溶射	第6案 ｱﾙﾐﾆｳﾑ・ﾏｸﾞﾈｼｳﾑ金属溶射
特徴	・干満帯や海水中でも施工でき、天候に左右されることがない。 ・施工後の養生が不要である。 ・高強度のカバー材で防食層を保護するため、良好な防食効果が期待できる。	・ボルト、ナット類については現地で塗装が必要である。 ・素材との密着性が弱く、耐衝撃性に劣るが、景観対策として塗装を行うため、ある程度の耐衝撃性は期待できる。	・ボルト、ナット類については現地で塗装が必要である。 ・素材との密着性が弱く、耐衝撃性に劣るが、景観対策として塗装を行うため、ある程度の耐衝撃性は期待できる。
耐用年数 ()内は塗替期間	20年 (20年)	40年 (40年)	100年
維持管理性	○ 現地にてﾒﾝﾃﾅﾝｽが可能である	○ 現地にてﾒﾝﾃﾅﾝｽが可能である	○ 現地にてﾒﾝﾃﾅﾝｽが可能である
経済性	× ｲﾆｼｬﾙ　：　60,000円/m2 ﾗﾝﾆﾝｸﾞ：　60,000円/m2×4 合計　：300,000円/m2	△ ｲﾆｼｬﾙ　：　9,600円/m2 ﾗﾝﾆﾝｸﾞ：　12,600円/m2×2 合計　：　34,800円/m2	○ ｲﾆｼｬﾙ　：　11,000円/m2 合計　：　11,000円/m2
環境適合性	△ 色彩はある程度自由に選択できる	△ 色彩はある程度自由に選択できる	△ 色彩はある程度自由に選択できる
総合評価	×	△	○

3. 完成後の評価

(1)　道路交通の安全確保について

平成27年3月に全区間の工事完了し，洲本市由良町方面から通学する高校生や，洲本温泉街の宿泊客，従業員など数多くの市民に歩道が利用されている．また，線形改良と幅員拡幅もあわせて行ったことにより，大型車同士の対向も円滑になり，歩行者・自転車とあわせて，車両の交通安全の確保に十分に寄与しているものと考えている．

図-4　完成後の通学状況

(2) 地域に愛される「洲本ｼｰｻｲﾄﾞｽｶｲｳｫｰｸ」

平成27年3月21日の本事業の完成記念式典にあわせ，歩道部の愛称を洲本市が公募した結果，「洲本ｼｰｻｲﾄﾞｽｶｲｳｫｰｸ」という愛称が決定した．また，洲本温泉観光旅館連盟女将の会により，洲本温泉街玄関口の当箇所に季節の花を植えたプランター等で修景し，観光客をもてなす取り組みがなされている．工事着手から約6年間終日片側通行を行い，地域に多大な負担を強いる事業であったが，大きなトラブルがなく円滑な事業進捗が図れたことから，地域の人々が真に待ち望んでいた事業であったことがわかる．

図-5　橋名板と花飾りの状況

図-6　沿道の緑化状況

4. 今後の展開

(1) 適切な維持管理について

約100年の耐久性があるとされるｱﾙﾐﾆｳﾑ・ﾏｸﾞﾈｼｳﾑ金属溶射による防食工法を採用したことにより，大規模なﾒﾝﾃﾅﾝｽ工事は不要になったと考えているが，適切な日常点検や定期点検を行い，発錆などは早期に修繕する必要があろう．

初期に施工した箇所では，台風時の飛石による表面塗

装のはがれ，溶射皮膜の欠けが発見されており，当面の対応として上塗り塗装を実施している．今後，このような箇所が散見される場合は，橋脚基部をｺﾝｸﾘｰﾄで巻き立てるなどの対策工事を検討する必要がある．

図-7　初期完成工区の鋼管基部の状況

(2) 他の海岸地域への適用について

本事業を実施したことにより，島内の同様の地域での歩道設置要望が寄せられるようになった．本事業の成果を踏まえ，ここでは，他の海岸地域での適用可能性について述べることとする．

a) 騒音・振動対策について

事業箇所は，洲本市中心部と洲本温泉宿泊街との間に位置しており，沿道に民家が立地しておらず，工事中の騒音・振動に対する苦情は皆無であった．施工箇所ではﾀﾞｳﾝｻﾞﾎｰﾙﾊﾝﾏによって硬質地盤を掘削することによる騒音・振動が発生しており，民家が近接するような箇所では施工機械の変更が必要であろう．

b) 防食工法について

前述のとおり，橋脚基部での飛石による塗装，溶射皮膜の欠けが確認されていることから，海岸部においては橋脚部のみﾗｲﾆﾝｸﾞなど耐衝撃性に優れる防食工法を採用し，想定外の飛石等にも対応できる仕様にすべきであろう．

c) 現道の交通規制の可否について

本事業では工事期間中の道路交通を確保する必要があったことから，前施工箇所に掘削・架設機械を載せて施工する手延べ式の施工方法を採用している．桁や橋脚の安定計算上，施工時荷重が最も厳しい条件となっており，その条件下において鋼製部材の板厚が決定されている．歩道部のみ拡幅するｹｰｽにおいては，手延べ式では不経済な設計となる可能性があることから，適切な迂回路があり現道上から施工が可能な箇所等に限定すべきであろう．

表-4　鋼管杭応力度照査の一例

b) 応力度照査

				常時	地震時	施工時
検討ケース				山岡載荷	山岡載荷	山岡載荷
鋼管杭	使用鋼材			φ 500.0 × 9.0	φ 500.0 × 9.0	φ 500.0 × 9.0
	材質			SKK 400	SKK 400	SKK 400
	腐食代	外側	(mm)	0.00	0.00	0.00
		内側	(mm)	0.00	0.00	0.00
	座屈長	L	(m)	3.000	3.000	3.000
	断面積	A	(cm²)	138.8	138.8	138.8
	断面係数	Z	(cm³)	1,570	1,570	1,570
	断面2次半径	i	(cm)	17.8	17.8	17.8
荷重	条件(荷重・地震時・施工時)・係数			常時 (1.00)	地震時 (1.50)	施工時 (1.25)
	軸力	N	(kN)	366.45	300.81	738.96
	曲げモーメント	面内	M_x	2.21	101.01	142.85
		面外	M_y	-	-	-
		偏心	M_e	-	-	-
		合計	M	2.21	101.01	142.85
	せん断力	面内	Q_x	0.22	99.99	97.78
		面外	Q_y	-	-	-
		合計	Q	0.22	99.99	97.78
応力	軸方向応力度		σ_c	26 ≦ 140 ○	14 ≦ 210 ○	53 ≦ 175 ○
			σ_t	0 ≦ 140 ○	0 ≦ 210 ○	0 ≦ 175 ○
	曲げ応力度		σ_b	1 ≦ 140 ○	80 ≦ 210 ○	86 ≦ 175 ○
	せん断応力度		τ	0 ≦ 80 ○	10 ≦ 75 ○	14 ≦ 82.5 ○
	オイラー座屈応力度		σ_{ek}	9037	6065	5046
軸力と曲げの照査	照査式1			0.159 ≦ 1.000 ○	0.353 ≦ 1.000 ○	0.606 ≦ 1.000 ○
				(道示 II 4.3.4式)	(道示 II 4.3.4式)	(道示 II 4.3.4式)
	照査式2			27 ≦ 140 ○	14 ≦ 315 ○	140 ≦ 263 ○
				(道示 II 4.3.5式)	(道示 II 4.3.5式)	(道示 II 4.3.5式)
	照査式3			-	-	-
曲げとせん断の照査				0.001 ≦ 1.000 ○	0.300 ≦ 1.000 ○	0.542 ≦ 1.000 ○
総合判定				OK	OK	OK

図-8　施工中の状況

5. おわりに

本事業は東日本大震災後の鋼材や労務費高騰の影響もあり，当初の想定を上回る事業費が必要であったが，完成を待ち望んだ地域住民や観光客から大変喜ばれ，事業として大成功であったと考えている．しかしながら，瀬戸内海国立公園内の海岸部という非常に特殊な条件下において，鋼製立体桟道橋を採用したものであり，現状では他の海岸部での適用は困難と考えている。今後、先に述べた技術的課題を改善することで，経済的にも他の工法と遜色ないものになる可能性があると考えている．

i-Constructionを全面活用した造成工事の実績および精度検証

佐野　健彦[1]・大西　隆夫[2]

[1]日本国土開発株式会社　土木本部　技術部技術グループ（〒107-8466 東京都港区赤坂4-9-9）

[2]日本国土開発株式会社　西日本支社　永平寺道路作業所（〒910-1204 福井県吉田郡永平寺町岩野5-115）

本研究では，i-Constructionに示されたICTの全面的な活用(ICT土工)の考え方を道路土工に対して適用した．現況地形測量は，3Dレーザースキャナを用いて実施し，測量データに基づく3Dモデル化，およびCIMモデルと連携したマシンコントロールバックホウによる施工を行った．精度検証は，RTK-GNSS方式とVRS方式による比較を行い，いずれの方式も基準点におけるオフセット補正を行うことにより精度に大きな差が生じないことを確認した．また，UAVを用いた写真測量データに基づく3Dモデル化および精度の検証を実施し，撮影高度と測量精度の関係を明らかにした．

キーワード　i-Construction，マシンコントロールバックホウ，UAV，写真測量，CIM

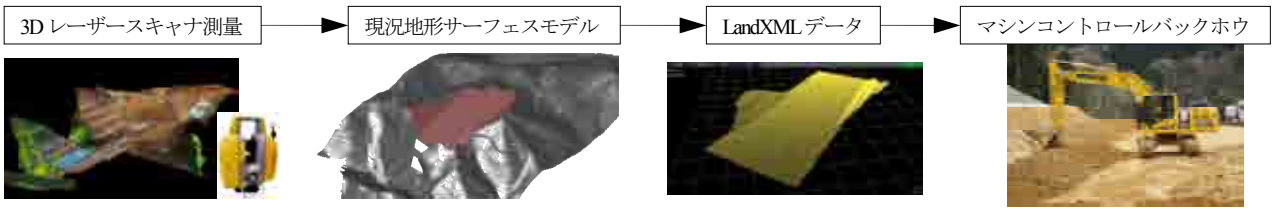
1. はじめに

ICTの全面的な活用(ICT土工)は，i-Construction[1)]におけるトップランナー施策として位置づけられ，生産性向上が特に遅れている土工分野への技術展開を全面的に推し進め，生産性を50%向上させることを至上命題としている．ICT土工の鍵となる技術としては，3D計測技術と3Dデータを活用したICT建設機械技術に大別される．3D計測技術は，UAV(Unmanned Aerial Vehicle)写真測量および3Dレーザースキャナ計測が相当する．UAV写真測量および3Dレーザースキャナ計測に基づく3Dモデル化とその精度検証は，すでに多くの報告[例えば2)]がされているが，要素技術の報告にとどまっている．ICT建設機械技術を用いた施工精度は，その位置座標の取得精度に依存している．位置座標の取得方式は，RTK-GNSS方式およびネットワーク型RTK-GNSS(VRS)方式などが主流[3)]である．前者は基準局の設置が必要な方式であるが，精度が高い方式である．後者は基準局の代わりに仮想局を設置する方式であり，RTK-GNSS方式よりも多少精度が落ちる[3)]が，基準局の設置を必要としない方式であり利便性の高い方式である．GNSS(Global Navigation Satellite System)の取得精度に影響を及ぼす山間地の谷間部などで使用する場合など，施工現場の環境に合致した最適な選択になるように両者の特性を把握する必要がある．ICT土工の考え方に沿った土工事への全面活用に関しては，すでに佐野ら[4)]によってUAVおよびマシンコントロールブルドーザ[5)]を大規模造成工事現場に適用し，全プロセスを一気通貫で実施した実績について，有効性およびその可能性は報告されているが，2016年3月末に整備された，「3次元データによる15の新基準」[6)]に対する考察はされていない．

以上を踏まえ，本研究では，ICT土工の考え方を適用した事例として，中部縦貫自動車動建設工事の永平寺大野道路轟東地区切土工事(本線施工延長137m，切土量150,000m^{3}および残土仮置工事)を対象とし，3Dレーザースキャナを用いた現況地形測量データに基づく3Dモデル化，およびCIMモデルと連携した，マシンコントロールバックホウ[7)]の施工実績およびRTK-GNSS方式およびVRS方式による施工精度の違いについて検証を行った結果について報告するとともに，残土仮置工事にてUAVを用いた土量管理および写真測量精度の検証を行った結果について報告する．

2. ICT施工システムの概要

本章は，図-1(a)に示す，本線工事を対象としたマシンコントロールバックホウによる施工および出来形管理までの一貫した情報化施工の概要について示すとともに，図-1(b)に示す，土量管理を目的とした残土仮置工事におけるUAV写真測量および画像処理の概要について示す．



(a) 3D レーザースキャナを用いた現況地形把握およびマシンコントロールバックホウによる土工事

(b) UAV 写真測量を用いた土量管理

図-1 マシンコントロールバックホウによる自動化施工およびUAV写真測量による土量管理の概要

(1) 使用した3次元計測技術とその特徴

地表面の3次元デジタルデータは，レーザー計測技術を用いて直接的に3D点群データを得る方法，写真測量の写真画像から画像処理技術を介して間接的に3D点群データを取得する方法がある．本線工事を対象とした現況地形把握は，送電鉄塔が近接していたため，安全性を考慮して3Dレーザースキャナによる方法を用いた．残土仮置場は，UAVによる写真測量結果から，画像処理を実施し3D点群データを取得した．それぞれのステップにおいて用いたアプリケーションを**表-1**に示す．

a) 3Dレーザースキャナの概要

3Dレーザースキャナは，光源から発せられた光線が測定対象に反射して戻ってきた時間または位相差を計測することによって距離を高精度に測定する技術であり，時間方式のタイムオブフライト(Time of flight)および位相差方式のフェーズベーストシステム(Phase based system)の2つに大別される．レーザースキャナにカメラが内蔵されている場合は，計測点の色情報を同時に取得することが出来る．位相差方式の特徴は，計測出来る最大距離が，数百メートル程度と近距離の計測しか出来ないが，点密度が高く計測時間が短い．時間方式の特徴は，測定距離が数キロメートルまでと比較的遠距離の計測が可能である．ただし，測定距離が長い場合は，点密度が低く，計測時間が長いといった特徴がある．本研究で用いた3Dレーザースキャナは，時間方式とした．点群データは，計測エリアを12回計測したデータに対して**表-1**に示したScan Masterを使用し，合成することによって得た．3Dレーザースキャナの詳細は，**表-2**に示す通りである．

b) UAVを用いた写真測量の概要

UAV写真測量は，3Dマップ上にて飛行計画を作成し，その計画に基づいて現地で飛行させデジタル写真を撮影する．撮影されたデジタル写真処理は，Pix4D mapperを使用し，バンドル調整法を用いた標定計算による画像処理を経て，**図-1(b)**に示すオルソモザイク写真およびDSMに変換される．この処理によって3次元点群データを取得出来る．写真測量に用いたUAVおよびデジタルカメラの諸元を**表-3**に示す．UAVは，GPS測位によって撮影時の位置座標を取得しているが，誤差を含む[8]ため，地上に設置した対空標識[9]を用いて基準点補正を行った．対空標識は，計測対象エリアに対して6点以上になるよ

表-1 使用アプリケーションの一覧

用途	アプリケーション名
3D レーザースキャナー処理	Scan Master Ver.3
UAV 飛行計画	Mission Planner Ver.1.3.32
デジタル写真画像処理	Pix4D mapper Ver.2.0.104
点群処理および土量計算	TREND-POINT 2016Ver.3
土量計算	AutoCAD Civil 3D 2016

表-2 3D レーザースキャナーの諸元

装置	トプコン GLS-2000
測定距離	150m
スキャンピッチ	10m/25mm
スキャン数	12 scan
計測点数	1 億 6480 万点

表-3 写真測量に用いた機器諸元および撮影概要

4 発マルチローターUAV enRoute Zion QC730			一眼レフデジタルカメラ SONY α 6000	
本体寸法	479.42(mm)×479.42(mm)		焦点距離 f	16(mm)
撮影高度 H	50(m)	80(m)	露出時間 T	1/1250(秒)
飛行時間 T	8.5min	10min	絞り値	22
平均飛行速度 V	3.5(m/s)	3.5(m/s)	シャッター間隔	2(秒)高度 50m 5(秒)高度 80m
撮影エリア面積	3.56(ha)	4.86(ha)	撮影素子サイズ d_x	23.5(mm)
地上分解能ΔXY	12.24 (mm/pix)	19.58 (mm/pix)	有効画素数 $m(=m_x \times m_y)$	6000×4000 =2400 万(pix)
平均地上分解能 GSD	10.80 (mm/pix)	17.50 (mm/pix)	ISO 感度	ISO8000
オーバーラップ サイドラップ 撮影枚数	80.00% 70.00% 211(枚)	80.85% 81.28% 88(枚)	画像分解能 δ_p	0.003917 (mm/pix)

うにバランス良く配置[10]した.

(2) 使用したマシンコントロールバックホウの概要

ICTを用いたバックホウの自動化技術には，大きく分けて，マシンガイダンス(Machine Guidance)とマシンコントロール(Machine Control)の2つがある．マシンガイダンスは，切土・盛土の3次元設計データを搭載したコンピュータと機械に取り付けた，GNSSによって得られる位置情報，方位情報を重ね合わせ，機械，ブームやバケットの傾き等の情報から，オペレータの席にどのように機械を操作したら良いかが表示される．マシンコントロールは，GNSSアンテナと基準局から得た刃先の位置情報，3次元設計データを入力したコンピュータを搭載し，加速度計とジャイロおよびストロークセンサの信号から車体の姿勢角を正確に検出する加速度センサを用いてリアルタイムに各場所における設計面と現地盤の標高差を計算し，バケットの刃先が設計面に沿って動くように自動でブームを上昇，停止といった制御をする．オペレータは機械の微操作をする事無く，ブームおよびアームを動かすことで掘削が出来る．いずれの技術も丁張りの設置が不要なのが特徴である．本研究では，3Dレーザースキャナ測量で得られた現況地形および，設計面をLandXMLデータに変換し，マシンコントロールバックホウに入力した．マシンコントロールバックホウの諸元は，**表-4**に示す通りである．

表-4　マシンコントロールバックホウの諸元[7]

機種	PC200i-10 ステレオカメラ付
メーカー	コマツ
仕様	0.8m³(法面バケット)
機械質量	19600 kg
マシンコントロール(車両制御用コンポーネント)	ステレオカメラ，GNSSアンテナ，慣性センサ(IMU)，ストロークセンサ，ICTセンサコントローラ，コントロールボックス
GNSS補正情報(2方式で検証)	RTK-GNSS方式 ネットワーク型RTK-GNSS(VRS)方式

表-5　対空標識6点におけるRMS誤差

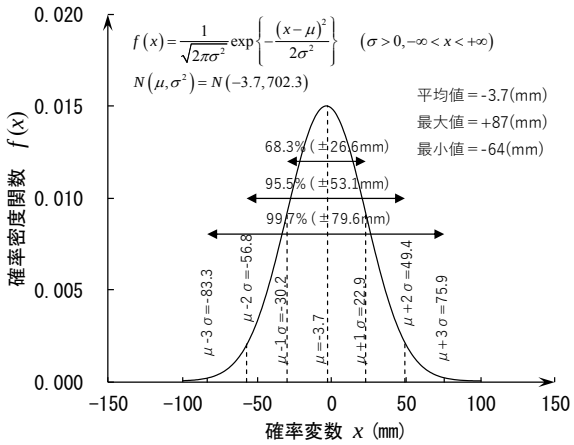
座標成分 / 撮影高度	X誤差 (m)	Y誤差 (m)	Z誤差 (m)	平均RMS誤差 (m)
50m	0.020	0.008	0.025	0.018
80m	0.033	0.014	0.023	0.023

3. UAV写真測量による精度検証

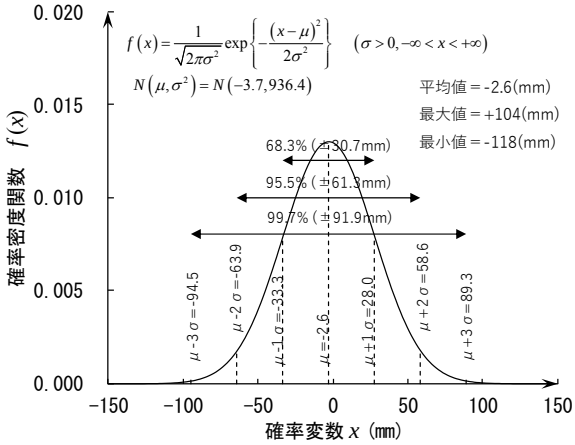
UAV 写真測量において撮影高度が測量精度に与える影響を検証するため，撮影高度 50m および 80m の 2 ケースの比較を行った．更に土量の算出方法の違いによる計算結果の違いを検証した．写真測量の対象は，延長325m，平均幅 45m，平均高さ 8m の盛土構造物とし，撮影対象エリアは 1.2ha であった．精度検証は，UAV 写真測量によって得られた 3 次元点群データと盛土の管理断面に設置した 118 点の TS(Total Station)測量における結果との差分を求めて比較した．地上分解能は，式(1)より算定することが出来る．

$$\Delta XY = H \times \delta_p / f \quad , \quad \delta_p = d_x / m_x \qquad (1)$$

ここで，ΔXY は地上分解能(mm/pix)，H は撮影高度(mm)，は画像分解能(mm/pix)，f は焦点距離(mm)，d_x は x 方向撮影素子サイズ(mm)，m_x は x 方向画素数(pix)である．**表-5**は，6 箇所の対空標識における x 座標値，y 座標値，z 座標値の各成分の平均 RMS 誤差および座標 3 成分の平均 RMS 誤差を示している．撮影高度 50m では，0.018m，撮影高度 80m では，0.023m であり，3 次元モデルは十分な精度を有していることを確認した．



(a)撮影高度 50m のケースにおける測定誤差



(b)撮影高度 80m のケースにおける測定誤差

図-2　撮影高度の違いによる精度比較

(1) TS測量とUAV写真測量の比較による精度検証

図-2(a)および**図-2**(b)は，118箇所のTS測量による標高値とUAV写真測量によって得られた3次元点群データの差を正規分布であると仮定して図示したものである．図の縦軸は，確率密度関数 $f(x)$を示し，横軸は，TS測量と3次元点群データの差分値 x(mm)を確率変数として示し

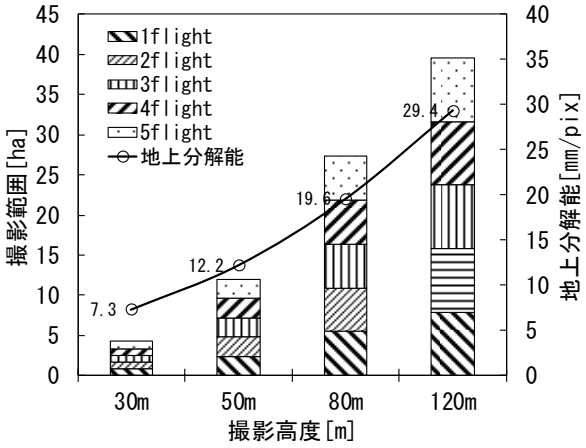


図-3　撮影高度による 1 日あたりの撮影範囲および地上分解能の関係

たものである．撮影高度50mの図-2(a)は，2σ区間(95.5%信頼区間)で±53.1mmであり，平均値は-3.7mm，最大値は87mm，最小値は-64mmであった．一方，撮影高度80mの図-2(b)は，2σ区間(95.5%信頼区間)で±61.3mmであり，平均値は-2.6mm，最大値は104mm，最小値は-118mmであった．両者を比較すると撮影高度が低い方がデータのバラツキは小さくなっていることが分かる．出来形管理検査要領[11]では，出来形管理基準および規格値として，道路土工における盛土工の天端部では，平均値±50mm，個々の計測値は±150mm，小段を含む法面では，平均値±80mm，個々の計測値は±190mmと記されている．個々の計測値とは，3σ区間(99.7%信頼区間)を指している．撮影高度50mの図-2(a)は，3σ区間(99.7%信頼区間)で，-83.3mm～75.9mm，撮影高度80mの図-2(b)は，3σ区間(99.7%信頼区間)で，-94.5mm～89.3mmであるが，このデータは，天端部および法面部をまとめて評価した値である．どちらの高度でも出来形管理検査要領を満足する結果であることが分かった．更に，出来形管理検査要領では，計測性能として，地上画素寸法が10mm/pix以内という基準がある．図-3は，撮影高度による1日あたりの撮影範囲および地上分解能の関係を示したものであり，縦軸(左)は，撮影が可能な1日当たりの撮影範囲の累積値を示している．縦軸(右)は，撮影高度における地上分解能を示している．横軸は，UAVの撮影高度である．図-3から，撮影高度が，30mで地上分解能が7.3mm/pix，撮影高度が50mで地上分解能が12.2mm/pixであることが読み取れる．撮影高度が，50mであっても，出来形管理要領に示された計測性能を満足しないことが分かる．この図に示された値から，線形補間すると，地上画素寸法が10mm/pix以内という計測性能の基準を満足するためには，撮影高度は，40.8mが限界であることが分かる．

(2) 土量の算出方法の違いによる計算結果の検証

次に，土量計算手法やモデル化手法が土量計算結果に及ぼす影響について検討した．土量計算方法は比較のために表-6に示す4手法を採用した．それぞれの特徴は表-6に示す通りである．図-4は，現況地形面を基準値とし，

表-6　土量の計算方法

計算手法	特徴
4点平均標高法	4つの格子点に囲まれた矩形領域に対し，各格子点を平均した標高を領域全体の標高と考え，柱状法により計算する方法.
1点法	格子点を中心とした矩形領域を考え，格子点の標高を柱状法で土量を計算する方法.
平均断面法	両端の断面積を平均し，これに両断面間の距離を乗じて体積を算出する方法.
プリズモイダル法	平均断面法の両端断面に加え，連続する2つの測点の中間部の断面を追加して計算する方法.

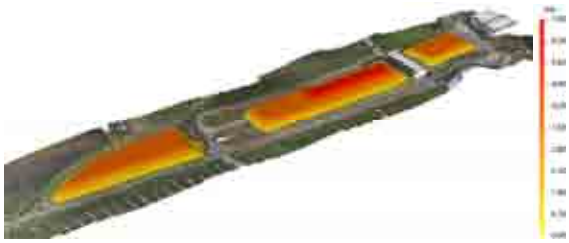


図-4　現況地盤面を基準値とした盛立て高さの差分表示(4点平均標高法 1mメッシュ)の例

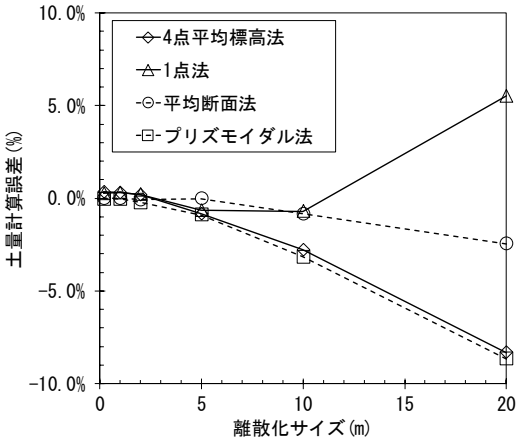


図-5　撮影高度 50mにおける離散化サイズと計算モデルの違いによる土量計算誤差

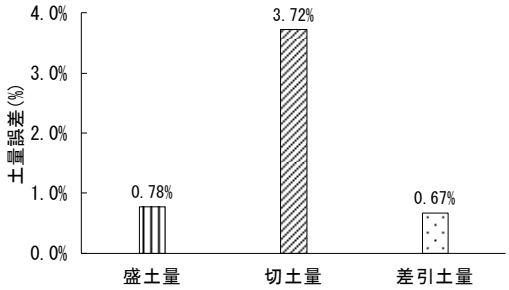


図-6　撮影高度の違いによる土量計算誤差

図-7　基準点オフセット補正値の確認

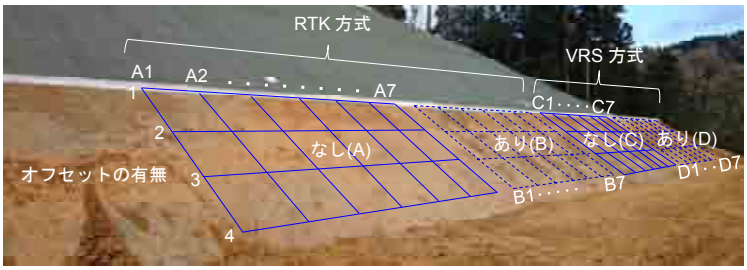


図-8　施工精度確認試験の概要

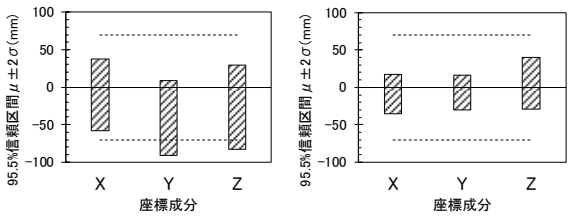
表-7　RTK-GNSS 方式および VRS 方式のオフセット補正有無の違いによる設計座標値と測定座標値の差分

	RTK-GNSS 方式						VRS 方式					
	オフセット無し(A)			オフセット有り(B)			オフセット無し(C)			オフセット有り(D)		
測点	X(mm)	Y(mm)	Z(mm)	X(mm)	Y(mm)	Z(mm)	X(mm)	Y(mm)	Z(mm)	X(mm)	Y(mm)	Z(mm)
1-1	-23	-13	-5	-10	14	-18	-18	-44	-38	35	13	21
1-2	-14	-14	-61	-5	12	-30	-40	-50	19	17	8	-2
1-3	-27	-29	-41	-3	-16	9	-30	-64	-23	11	4	6
1-4	-31	-44	-21	-19	-26	19	-49	-49	-21	-1	-15	18
2-1	12	-36	-43	-2	2	4	-4	-28	-21	26	21	-3
2-2	94	-160	-49	-2	-1	-14	-8	-44	-39	19	14	-2
2-3	0	-39	-23	-13	-10	-6	-35	-45	-12	-4	7	-30
2-4	-17	-41	-3	-31	-6	0	-39	-59	1	-11	-3	-30
3-1	9	-48	88	-1	-6	10	0	-37	19	27	17	-11
3-2	-2	-26	-44	-4	-7	-9	0	-59	-42	11	8	-17
3-3	-14	-41	-25	-29	-10	-26	-29	-56	-36	4	5	-25
3-4	-13	-54	-5	-25	-23	20	-52	-51	-9	-4	4	-28
4-1	1	-25	-21	2	15	28	-13	-25	43	30	19	-20
4-2	-9	-34	-52	3	1	-2	-9	-32	-28	8	16	-26
4-3	-21	-46	-36	-17	-15	2	-39	-47	-8	8	23	-37
4-4	-28	-46	-16	-29	-9	14	-35	-49	-28	-7	1	-36
5-1	5	-36	-25	13	-10	26	-6	-29	1	62	-8	-23
5-2	-15	-31	-43	-1	-3	5	-16	-28	-15	34	24	-36
5-3	-25	-39	-55	-17	-10	10	-42	-63	43	11	10	-39
5-4	-27	-53	-36	-25	-18	29	-39	-58	18	9	-15	-6
6-1	-2	-31	-23	13	-5	50	-16	-10	-20	38	13	-43
6-2	-6	-46	-37	11	-19	6	-17	-26	-4	48	4	10
6-3	-16	-38	-29	-10	-21	-1	-41	-41	-32	15	1	-23
6-4	-39	-41	-41	-26	-20	2	-58	-42	-7	1	-12	-14
7-1	-5	-32	15	14	12	18	-2	-44	-32	35	18	-6
7-2	-19	-34	-38	-4	10	-14	-14	-37	-26	29	17	-23
7-3	-25	-36	-38	-8	-9	-1	-32	-47	-24	12	6	-23
7-4	-37	-42	-41	-20	-14	12	-49	-50	-14	8	11	-24
平均値	-10.5	-41.3	-26.7	-8.7	-6.9	5.1	-26.1	-43.4	-12.0	16.8	7.5	-16.9
標準偏差	24.0	24.8	27.8	13.3	11.4	17.2	17.2	12.8	22.5	17.2	10.7	16.8
最大値	94.0	-13.0	88.0	14.0	15.0	50.0	0.0	-10.0	43.0	62.0	24.0	21.0
最小値	-39.0	-160.0	-61.0	-31.0	-26.0	-30.0	-58.0	-64.0	-42.0	-11.0	-15.0	-43.0
μ+σ(68.3%区間)	13.5	-16.5	1.1	4.5	4.5	22.3	-9.0	-30.6	10.6	34.0	18.2	0.0
μ-σ(68.3%区間)	-34.5	-66.0	-54.6	-22.0	-18.2	-12.1	-43.3	-56.1	-34.5	-0.4	-3.1	-33.7
μ+2σ(95.5%区間)	37.5	8.3	29.0	17.8	15.9	39.5	8.2	-17.8	33.1	51.2	28.9	16.8
μ-2σ(95.5%区間)	-58.5	-90.8	-82.4	-35.3	-29.6	-29.3	-60.5	-68.9	-57.0	-17.6	-13.8	-50.6
μ+3σ(99.7%区間)	61.6	33.1	56.8	31.1	27.3	56.7	25.3	-5.1	55.6	68.5	39.5	33.7
μ-3σ(99.7%区間)	-82.6	-115.6	-110.2	-48.6	-41.0	-46.5	-77.6	-81.7	-79.6	-34.8	-24.5	-67.4

盛土後の地形面に対して4点平均標高法を用いた盛立て高さの差分表示の例を示している．**図-5**は，TINサーフェスモデルを基準とした各手法による計算結果を離散化サイズ毎に整理した図である．縦軸は土量計算誤差を示し，横軸は，モデルの離散化サイズを示している．離散化サイズが5m以下の範囲であれば，各計算手法の誤差は±1.0%以内であることが図から読み取れる．一方，離散化サイズが5mを超えると誤差の範囲は大きくなり，離散化サイズが20mでは，誤差が±7.0%と大きくなっていることが分かる．**図-6**は，撮影高度の違いについて撮影高度50mの結果を基準として比較した図である．撮影高度の違いによる影響は，約4%程度であり，土工における日々の施工管理を目的とした相対土量の把握では，撮影高度の違いが結果へ与える影響は小さいといえる．

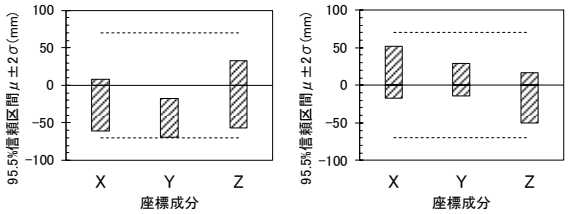
4. マシンコントロールバックホウの施工精度確認

マシンコントロールバックホウによる施工精度の確認試験は，RTK-GNSS方式で施工した場合と，VRS方式で施工した場合について，施工精度がどの程度異なるかという点に着目して実施した．また，それぞれの方式に対して，**図-7**に示す，地上の基準点にてオフセット補正を実施した場合と，実施せずに施工した場合について検証した．検証ヤードは，**図-8**に示す様に，RTK-GNSS方式で施工した場合の基準点におけるオフセット補正の実施有無，VRS方式で施工した場合の基準点におけるオフセット補正の実施有無の計4ケースについて，1.5mの格子状に区切った，掘削完了面に設けた検証点に対して，



(a) オフセット無し　　(b)オフセット有り

図-9　RTK-GNSS 方式による施工精度



(a)オフセット無し　　(b)オフセット有り

図-10　VRS 方式による施工精度

TSを用いた現地計測を行い，バックホウの刃先にて測定した座標値とTS測量のx座標値およびy座標値から算定した設計モデルにおけるz座標値を求め比較した．**表-7**は，RTK-GNSS方式およびVRS方式のオフセット補正の有無の違いによる設計座標値と測定座標値の差分を求めた値である．この結果に基づき，データの差分値が正規分布であると仮定し，各座標成分の2σ区間(95.5%信頼区間)に着目して，**表-7**に示した統計値をそれぞれについて図示したものが，**図-9**(a)，**図-9**(b)および**図-10**(a)，**図-10**(b)である．図中の-70mm～+70mmは，土木工事施工管理基準及び規格値[12]に示された掘削工法面部の水平または標高較差の規格値である．これらの図から，RTK-GNSS方式およびVRS方式のいずれを用いた場合も，施工前に基準点にてオフセット補正を行うことで，施工精度に有意な差は生じないということを確認出来た．

5. まとめ

本研究では，i-Construction の全面活用に向け，UAV 写真測量による撮影高度の違いによる測量精度および適用範囲，土量計算誤差に関する検討および，マシンコントロールバックホウを用いた施工および施工精度検証を実施した．今回の検討範囲内で得られた知見を以下にまとめる．

1) 土工事における掘削工法面部の水平または標高較差の規格値は-70mm～+70mmおよび地上画素寸法が10mm/pix以内であることから，UAVを出来形検査に用いる場合の撮影高度は40.8m未満とする必要がある．撮影高度は，求められる測量精度に応じて選択することで効率的な土工事を行うことが出来る．
2) 土量を算出する種々の方法の比較を行った結果，離散化サイズが5m以下では，それぞれの計算誤差が±1.0%程度であり，いずれの計算方法によっても問題が無いことが分かった．土量算出においては，UAVの撮影高度50mと撮影高度80mの違いによる影響は小さく，いずれも十分な精度を有している．
3) マシンコントロールバックホウを用いた施工および精度確認試験から，基準点オフセット補正を適切に行うことで，非常に高精度な施工が可能であることが確認出来た．

今後は，UAV写真測量を利用した出来形検査の精度確認を行うとともに，道路や堤防など，更に多くの現場に適用する予定である．また，土工事における締め固め密度管理等の品質管理手法の自動化について検討していくと同時にICTの全面的な活用(ICT土工)を更に推進していく予定である．

参考文献

1) i-Construction～建設現場の生産性革命～，i-Construction 委員会，2016 年 4 月
2) 黒台昌弘，澤正樹，小川満，大谷仁志：造成工事の出来形・土量管理に適用する 3 次元計測技術の比較検討，土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2015
3) ネットワーク型 RTK-GPS を利用する公共測量作業マニュアル(案)，国土地理院技術資料 A1-No.302，国土交通省国土地理院，2005 年 6 月
4) 佐野健彦，佐藤裕，鈴木一帆：ICT を全面活用した造成工事の実績および精度検証，第 43 回土木学会関東支部技術研究発表会，土木学会，VI-24，2016
5) 林和彦，嶋田健二郎，石橋永至，岡本研二，米澤保人：D61EXi/PXi-23 の開発作業機自動制御ブルドーザ，KOMATSU TECHNICAL REPORT，VOL.59 No.166，2013
6) 建設記者クラブ配布資料 2016.3.30(国土交通省)http://www.mlit.go.jp/common/001125408.pdf(2016 年 6 月 3 日時点)
7) 島野佑基，上義樹，下風研一郎：PC210LCi-10/PC200i-10 の開発 マシンコントロール油圧ショベル，KOMATSU TECHNICAL REPORT，VOL.60 NO.167，2014
8) 西修二郎：図説 GPS－測位の理論－，(社)日本測量協会，pp48-65，2012
9) 村井俊治，近津博文：デジタル写真測量の理論と実践，(社)日本測量協会，pp27-28，2004
10) 津留宏介，村井俊治：デジタル写真測量の基礎～デジカメで三次元測定をするには～，(社)日本測量協会，2012
11) 空中写真測量(無人航空機)を用いた出来形管理の監督・検査要領(土工編)(案)，国土交通省，2016
12) 土木工事施工管理基準及び規格値(案)，国土交通省，2016

２本のシールドトンネルを用いた地中拡幅工法による道路トンネル分岐・合流部の設計・施工

小倉　靖之[1]・名倉　浩[2]

[1]株式会社安藤・間　土木事業本部　技術第一部（〒107-8658 東京都港区赤坂6-1-20）

[2]株式会社安藤・間　土木事業本部　技術第一部（〒107-8658 東京都港区赤坂6-1-20）

本工事は，外径φ12.3mの本線シールドトンネルと外径φ9.5mの連結路シールドトンネルをセグメント離隔0.5mで併設し，トンネル間を地中拡幅して分岐・合流部を構築するものである．施工箇所の地質は，均質な上総層群の泥岩層であり，地中拡幅の施工法として山岳工法を採用した．また，覆工構造は，耐久性や止水性に優れ，工程の短縮が図れる鋼製拡幅セグメント（アーチ鋼殻）を採用した．本稿では，本工法による分岐・合流部の設計と施工方法，覆工や周辺地盤等の挙動について報告する．

キーワード　シールドトンネル，地中拡幅，分岐・合流部，山岳工法，鋼製拡幅セグメント

1.　はじめに

首都高速中央環状品川線は，高速湾岸線大井ジャンクションから分岐して，中央環状新宿線および首都高速3号渋谷線に大橋ジャンクションで接続する全長約9.4kmの路線である．沿道への影響を低減するため，路線の約9割でシールドトンネル構造を採用している．このうち大橋連結路は，大橋ジャンクション（図-1）の一部として品川線本線トンネルと分岐・合流部を形成する連結路トンネルである．

この分岐・合流部の計画にあたり，外径φ12.3mの2車線断面の本線シールドトンネルを上下2層に配置し，GL-20～50mの深度で本線シールドトンネルを切開いて3車線断面を確保する必要があった．しかしながら，地上は日交通量４万台の幹線道路であり，その沿道にはビルが林立し，陸橋や河川などの重要構造物があることから，中央環状新宿線で採用した地上からの開削工法による切開き施工は困難であった．

そこで，沿道の交通等への影響を抑えるために，並走する2本のシールドトンネルを利用した新たな地中拡幅工法を開発・適用した．その施工法の概要は以下のとおりである．

最初に，大橋ジャンクション側から1車線断面の連結路トンネル（外径φ9.5m）をシールド工法で施工し，分岐・合流部区間では0.5mの非常に近接した離隔で本線トンネルを並走させる．次に連結路トンネル先端でシールド機内部を解体したのち，シールド機外筒を起点と

図-1　大橋ジャンクションの概要[1)]

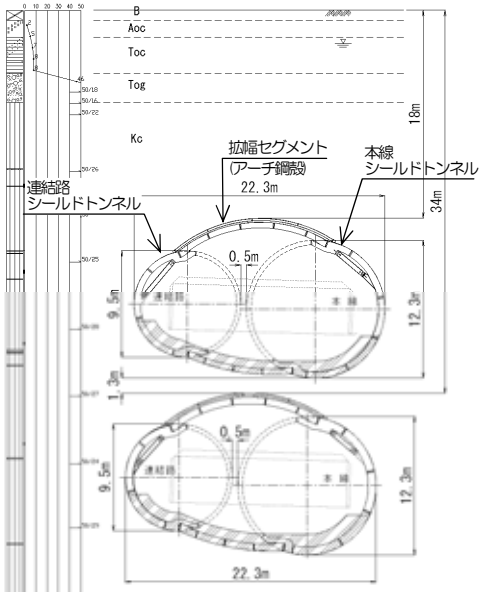


図-2　分岐・合流部断面[3)5)]

して，左右の本線，連結路トンネルの間の扁平な空間を上半，下半の順で山岳工法により掘削し，両トンネル間をアーチ状の鋼製拡幅セグメント（以下，アーチ鋼殻）で接合する．そののち，本線・連結路トンネル間の地山ならびにセグメントを撤去することで，幅22.3m×高さ14.0mのほぼ楕円形状となる3車線断面に対応したセグメントによる覆工構造が完成する．上層トンネルは延長210mの合流部，下層トンネルは延長180mの分流部となる．トンネルの土被りはそれぞれ18m，34mであり，上下層のトンネル間の離隔は1.3mの大断面かつ超近接したトンネルである（図-2）．

2. 分岐・合流部の概要

(1) 地質

対象箇所の地盤は，新第三紀鮮新世～第四紀更新世の上総層群の泥岩（Kc）を基盤岩とし，その上位に第四紀更新世の東京層砂質土（Tos），東京層粘性土（Toc），東京礫層（Tog）および埋土，ローム層，凝灰質粘性土などの地表層（B）が分布した地盤である．とくに，GL-9m以深にはKc層が厚く堆積している．このKc層はおおむね均質であり，一軸圧縮強度は2000kN/m^{2}程度で自立性が高い．また，介在する砂層が存在するものの，数cmの薄い層であり湧水量がほとんど認められない．分岐・合流部はトンネル全体がこのKc層に位置している（図-2）．

(2) 覆工構造

分岐・合流部は，大断面，大深度かつ超近接した上下2層のトンネル構造となる．そのため，周辺環境へ配慮した施工方法を選定するとともに，耐力，耐久性や止水性に優れた覆工構造を選定することが課題であった．従来，切開き部の覆工構造には，場所打ちコンクリート躯体が採用されていたが，本工事では，本線と連結路の間をアーチ鋼殻で接合する新しい覆工構造（TYPE-C：本線・連結路一体型）を採用した（図-3）．

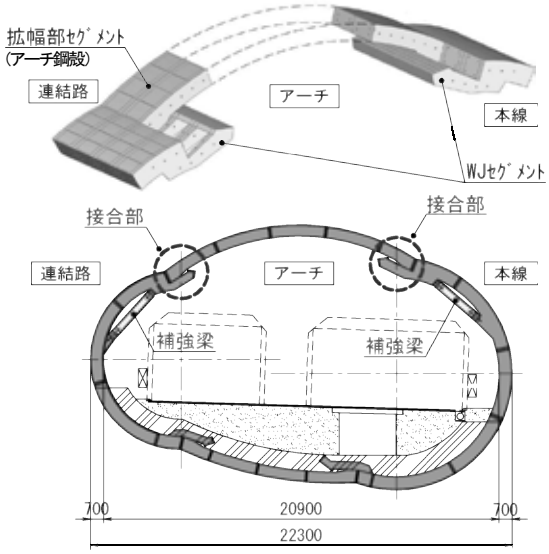


図-3 覆工構造（アーチ鋼殻）[2)4)5)]

構造の特長は，以下のとおりである．

① 複数のアーチから構成される合理的かつコンパクトな楕円形状（断面積約250m^2）をしており，ボックスと円形断面を組み合わせた従来の開削切開き構造に比べ，断面力を大幅に低減することができる．

② 鋼製セグメントから構成されたトンネル覆工とすることにより，高い耐力と止水性，耐久性の確保ができる．また，狭隘空間での施工性が向上し，覆工コンクリートに比べて工程の短縮が可能である．

③ アーチ鋼殻と本線または連結路トンネルのセグメントが折れ角をもって交わる接合部は，応力が集中しやすく，部材厚が厚くなる傾向にある。そのため，接合部に補強梁を設けることで部材厚を低減し，鋼製セグメントの軽量化を図っている．

なお，図-4に示すように左右のトンネルの離隔が連続的に変化する分岐・合流部の付け根付近ではコンクリート躯体で2本のトンネルを接合・支持する１本柱構造（TYPE-D：一本柱型），拡幅量が小さい分岐・合流部の先端では本線トンネル側部を掘削し，拡幅セグメントにより閉合する卵型をした地中拡幅工法（TYPE-B：本線拡幅型）を併せて開発・適用した．

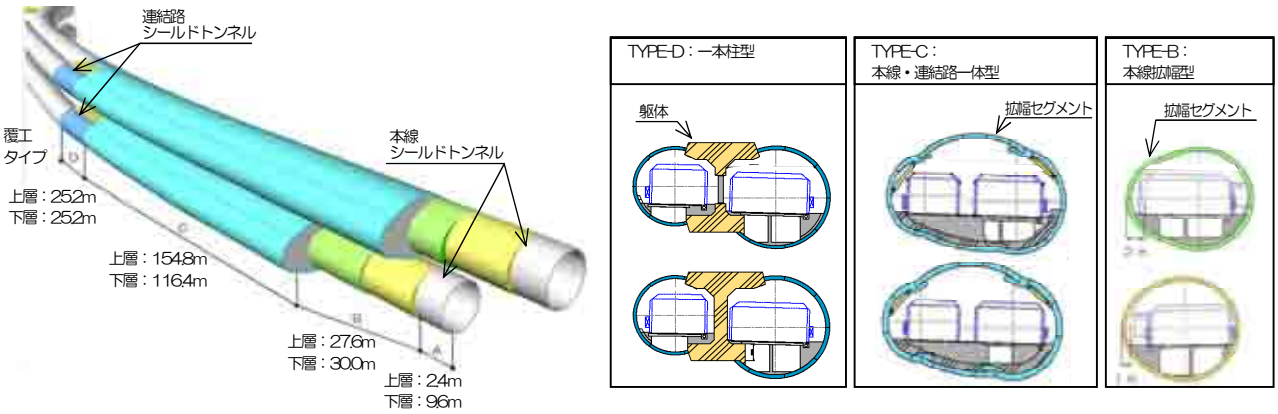


図-4 分岐・合流部の覆工構造[4)]

(3) 施工手順

地中拡幅の施工手順を**図-5**に示す．また，施工状況を**写真-1**に示す．

地中に残置される連結路シールド機の外筒部に開口を設置して地中拡幅の地中発進基地とし，上半部から鋼アーチ支保工と吹付モルタルによる一次覆工を用いた山岳工法による掘削を行う（STEP1）．上半部の掘削完了後，専用のセグメント組立装置で上半部のアーチ鋼殻を組み立てる（STEP2）．その後，下半も同様にシールド機を地中発進基地として掘削を行い（STEP3），下半部のアーチ鋼殻を主として人力で組み立てる（STEP4）．上下のアーチ鋼殻を全て組み立てて構造的に安定した後，連結路と本線の間の中間地山を掘削し，シールドトンネルの仮設用セグメントを撤去する（STEP5）．その後，下半部に底版コンクリートを打設して覆工が完成する．最後に内部支保工を撤去し，道路床版などの内部構造物を構築して分岐・合流部が完成する（STEP6）．

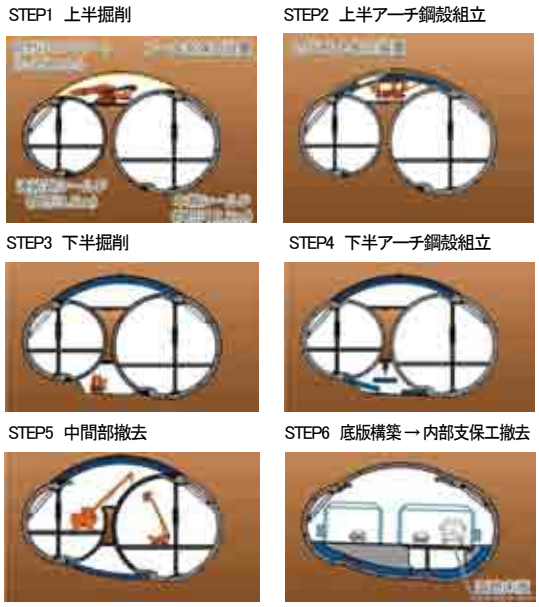


図-5 施工手順[3)4)5)]

3. 覆工構造の設計概要

(1) 設計手法

本体構造物である鋼製セグメントは，組立後にシールドの近接施工や切開き掘削等のさまざまな構造の変化と施工過程の影響を受けて完成構造物となる．そのため，セグメント設計はこれらを考慮した逐次解析を実施した．

(2) 荷重条件

逐次解析で考慮する施工時および完成時の荷重条件を**表-1** に示す．また，施工時（上半掘削時）の荷重分布図を**図-6** に示す．

表-1 荷重条件[5)]

	土 圧		水 圧
	鉛直土圧	水平土圧	
施工時	最小土圧(1Dγ)	λ＝0	考慮しない
完成時	上層：全土被り荷重 下層：最小土圧(1Dγ)	λ＝0.35	地下水位 GL-3.0m

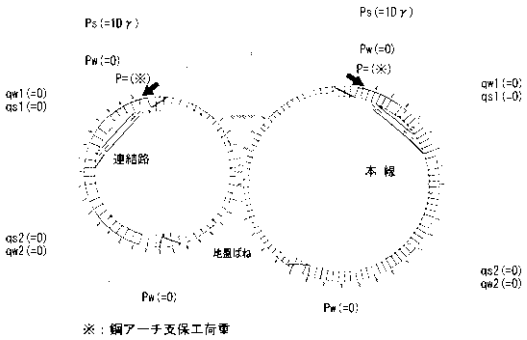


図-6 荷重分布図（上半掘削時）[5)]

a) 土圧

粘着力が卓越する当該地盤では，テルツァギーの緩み土圧式を適用した場合，鉛直土圧が生じない結果とな

写真-1 施工状況

る．そのため，施工時の鉛直土圧は，最小土圧として1Dγ（D=22.3m，γ=19.0kN/m^3）を考慮した．また，施工時の水平土圧は，自立性の高い地盤であることと，鉛直荷重によるトンネルの横つぶれを抑制する危険側の荷重設定になると判断し考慮していない．

b) 水圧

施工時は山岳工法を適用するため水圧は考慮しない．完成時は，ボーリング調査の孔内水位を用いて，地下水位をGL-3.0mに設定した．

c) 鋼アーチ支保工荷重

施工手順を反映した２次元FEM解析により鋼アーチ支保工に発生する軸力を算出し，その軸力を施工時の荷重として鋼製セグメントの載荷面に作用させた．

(3) 実証試験

新しい覆工構造を採用するにあたり，**写真-2** に示す上半1/2スケールの載荷試験を行い，接合部を含めた覆工全体の力学的挙動や設計手法，補強梁の有効性を確認し，覆工構造の成立性を検証したうえで工事に適用した[2]．

4. 施工方法の検証および安定対策

(1) 中間地山の安定性

当該地盤の切開き施工に山岳工法を適用するにあたり，安全性を確認するためのさまざまな検討を行った[3]．

上半および下半掘削時のトンネルの変形や移動，回転等に対する支持はトンネル間の中間地山のみであり，トンネル全体の安定性を確保するうえで中間地山は極めて重要な箇所である．そのため，3次元FDM解析（有限差分法）による掘削時の中間地山の評価を行い，破壊安全率が1.0以上を確保できることを確認した．また，連結路トンネル内からの地山探査を事前に行い，中間地山に空洞や顕著な緩みなどの不良箇所がないことを確認した（**図-7**）．

(2) トンネル安定対策

a) 下半掘削時の安定対策

下半掘削時には，**図-8**に示すように連結路および本線トンネルの下部を大きく掘削することとなる．とくに連結路側はトンネル断面の約半分を掘削するため，掘削に伴うトンネルの変形や移動が懸念された．そこで，安定対策として下半掘削を二段階で行うこととした．まず，1次掘削で充填ピース先端までの掘削を行い，2次掘削はブロック施工とした．2次掘削の掘削延長を区切り，掘削範囲をアーチ鋼殻を組み立てる箇所に限定することで，変形等の抑制を図った．

b) 並行作業の制限

上層トンネルの下半部と下層トンネルの上半部の離隔は**図-8**に示すように1.3mとなる．そのため，下半掘削時のトンネルおよび周辺地盤への影響を抑制する手順として，上層の下半掘削は，下層上半のアーチ鋼殻組立が完了した後に行うこととした．また，上・下層トンネルともに，下半掘削は，それぞれのトンネルの上半アーチ鋼殻組立が完了し，覆工構造の安定度が高まった後に着手する手順とした．

写真-2 1/2スケール載荷試験

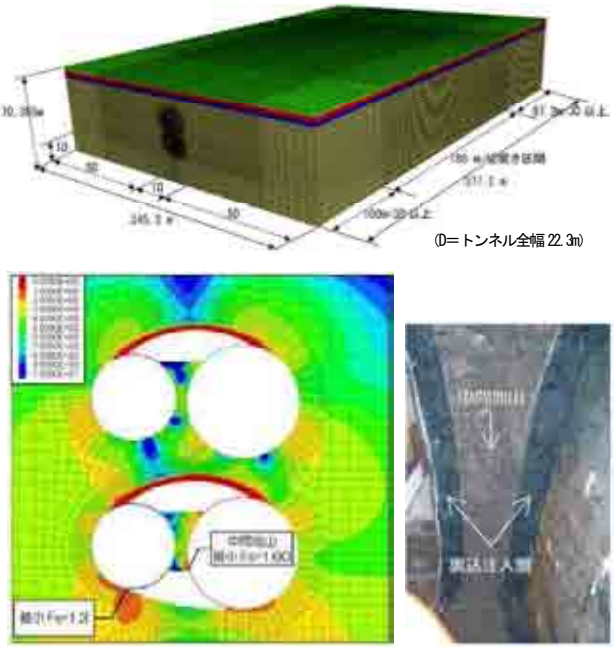


図-7 3次元FDM解析モデルと地山の破壊安全率[3)5)]

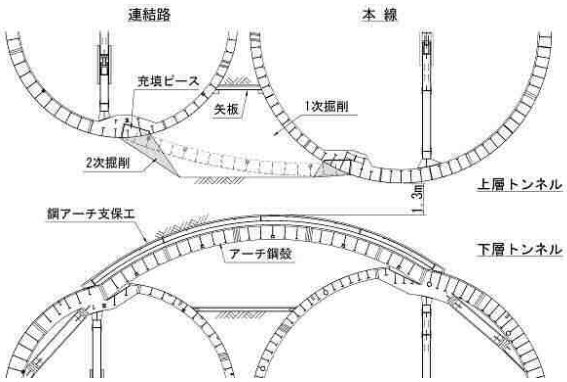


図-8 下半の掘削方法[5)]

5. 施工

(1) アーチ鋼殻の施工

a) アーチ鋼殻の製作

本線・連結路のシールドトンネルは，それぞれ調整セグメント等を利用して設計で保証する施工精度を満足するように施工を完了した．しかしながら，2本のトンネルをつなぐアーチ鋼殻はプレキャスト部材であり，現地合わせの寸法調整ができないため，施工が完了したトンネルの出来形を製作に反映する必要があった．

そこで，複数のピースからなるアーチ鋼殻のうち，既存の2本のトンネルと接続する両端部の2ピースを，出来形を反映した寸法で製作した．具体的には，既設トンネルに対する精密な測量結果にもとづき，端部ピースに対してローリング，ピッチング，弧長等の修正を行い，アーチ鋼殻の全体の出来形を確認しながら，個々の端部ピースの形状と継手板のボルト穴の位置を決めたうえで，製作を行った．このような複雑かつ精密なプロセスに対応するため，ピースどうしの立体的な干渉の確認，寸法調整および原寸図作成を自動化できる3次元の作図プログラムを活用し，一連の製作工程を短縮した（図-9）．

b) 上半部のアーチ鋼殻の組立

上半部のアーチ鋼殻の組立は，狭隘な坑内でセグメントを上向きに組む必要があることから，専用のセグメント組立装置を開発・製作した[4]．装置は，セグメント運搬を行うターンテーブル付のトラバーサーと，セグメントを揚重するセグメントリフト，セグメント形状保持装置，セグメントを把持して所定の場所に組み立てるエレクターで構成される．本線側の端部ピースの接続を先行させ，連結路側の端部ピースは，既設連結路トンネルにあわせ現地で継手板に孔あけ加工を行って接合した．

アーチ鋼殻の組立後，山岳工法による一次覆工とアーチ鋼殻との隙間に裏込め注入を行い，アーチ鋼殻を地山に密着させた．これらの作業をセグメントリングごとに繰り返し，上半部の覆工を完了させた．

(2) 計測結果

シールド施工時および切開き施工過程における構造安全性・設計妥当性の確認，掘削地山や支保工の安定性等の把握を目的として，天端や内空変位，鋼殻に発生する応力，支保工の応力等の計測を行った．以下に施工状況と合わせて代表的な計測結果を示す．

a) 覆工の挙動

下層トンネルのセグメントおよび補強梁の断面力分布（曲げモーメント図，軸力図）を図-10に示す．

上下半部掘削時には、掘削に伴いトンネル全体の軸力が抜けるとともに，掘削開放面にトンネルが変形する挙動が確認された[①]．上下半の掘削開放面は負の曲げモーメント，中間地山は正の曲げモーメント分布となることから，中間地山が確実に両トンネルを支持していることが確認できる[②]．

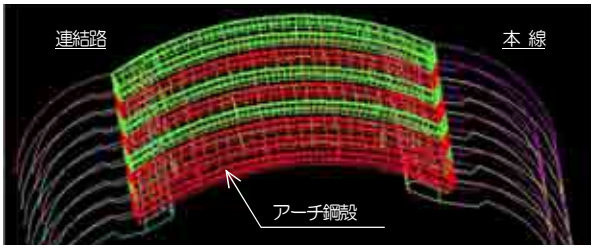


図-9 3次元作図プログラム[4]

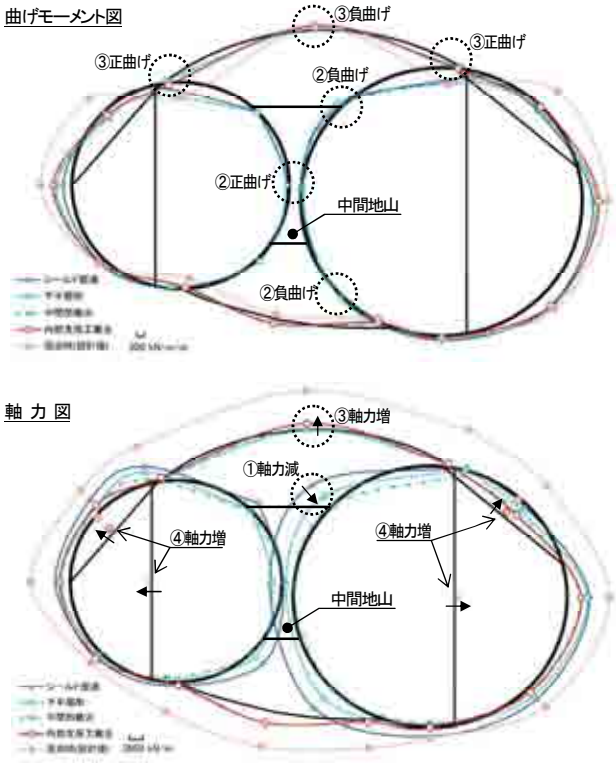


図-10 断面力分布（下層トンネル）[5]

中間部撤去時には、撤去に伴いアーチ鋼殻に軸力が導入され，頂部は負の曲げモーメント，端部は正の曲げモーメント分布となった[③]．内部支保工と補強梁にも軸力が伝達し，荷重の受け替え挙動を確認することができた[④]．

b) 地盤の挙動

図-11に内部支保工撤去後の層別沈下計による地中変位の深度分布を示す．前述の3次元FDM解析による解析値と比べて，計測位置①～③は比較的一致し，計測位置④～⑥は小さい値を示した．計測位置③と④の間で変位分布が変化しているが，ボーリング調査からGL-14m付近に厚さ10cm程度の介在砂層が確認されていることから，変位分布の変化はその影響と推察される．地中変位は下半掘削までに収束し，中間部撤去，内部支保工撤去による進行は見られなかった．なお，地表面変位は最終数㎜程度で，地下水位の変動も見られなかった．

6. おわりに

本工事は，密集市街地において山岳工法を用いたシールドトンネルの地中拡幅工法を適用し，大断面・大深度および超近接上下2層の分岐・合流部をつくる前例のない厳しい条件下の施工であった．しかし，施工段階ごとの検討を積み重ね，慎重に工事を進めることで無事完成を迎えることができた．また，トンネル間をアーチ鋼殻で接合するといった新しい試みにより工程短縮を実現し，かつ，地表面沈下など周辺環境への影響も最小限に抑えるなど，安全に工事を完了することができた．

大都市圏における高速道路等の建設にあたっては，環境対策からシールド工法によるトンネル構造を適用する事例が増えている．その際，断面変化をともなう地中における分岐・合流部の施工法が技術面の最大の課題である．今後，大深度地下利用の進展に伴い，民地下かつ高水圧下というように大都市圏の道路トンネルの施工条件はますます厳しくなるものと予想される．

本工事では，対象地盤が自立性が高く均質なKc層であったために拡幅部の掘削に山岳工法を採用したが，砂層や礫層などの滞水地盤においても，その条件に応じた補助工法等を選定することで本工法を適用することは可能である．東京外かく環状道路（関越～東名）地中拡幅部における技術開発業務では，滞水地盤を対象とし，**図-12**に示すような小口径シールドによる先受けと止水を目的とした凍結工法を併用することで本工法の成立性が検証できている．

今後，環境保全をふまえたうえでの建設工事のコスト縮減，工期短縮といった社会的ニーズの高まりの中で，本工事で開発・実現した地中拡幅工法は，道路トンネル分岐・合流部の建設だけでなく，更なる大深度・大断面地下空間の建設に大きく貢献できる技術であると考える．本工事の実績が，今後の同様のプロジェクトの参考となれば幸いである．

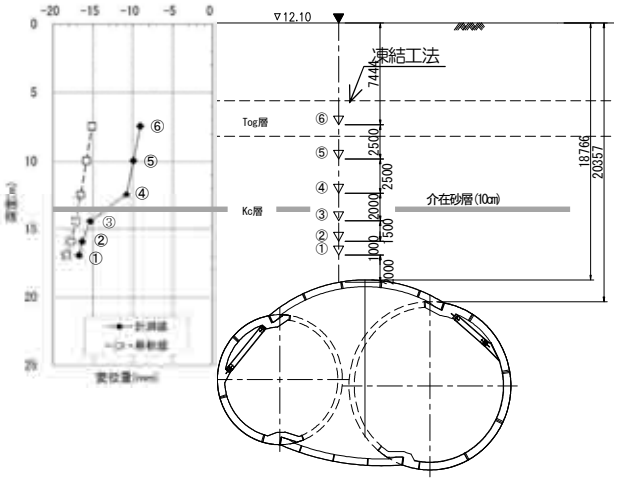


図-11 地中変位の深度分布[5)]

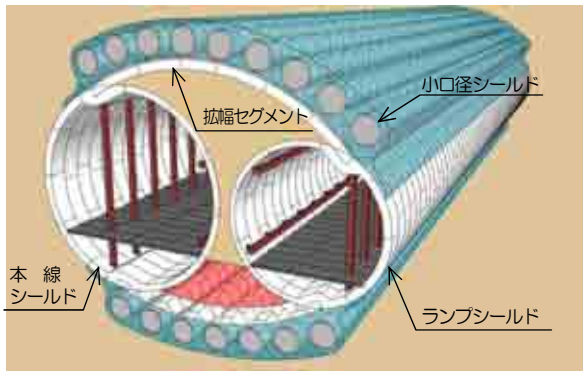


図-12 滞水地盤における本工法の適用例[6)]

参考文献

1) 首都高速中央環状線 大橋ジャンクション，パンフレット，首都高速道路株式会社

2) 石田高啓，齋藤亮，長田光正，井上隆広，小倉靖之：道路シールドトンネル分合流部における覆工構造の合理化に関する研究，トンネル工学報告集，第19巻，pp.257-262，土木学会，2009.

3) 藪本篤，深山大介，井上隆広，小倉靖之，清水真人：都市部山岳工法による道路トンネル分岐・合流部の設計・施工，トンネル工学報告集，第23巻，pp.143-148，土木学会，2013.

4) 鈴木康洋，佐々木順一，越田健：並走するシールドトンネルを非開削で一本化：大橋連結路，建設機械施工，vol.65，No.10，pp.66-70，日本建設機械化協会，2013

5) 永井政伸，島越貴之，田原徹也，小倉靖之，清水真人：セグメントを用いた非開削切開き工法による道路トンネル分岐・合流部の設計・施工，トンネル工学報告集，トンネル工学報告集，第24巻，土木学会，2014

6) 記者発表資料：東京外かく環状道路（関越～東名）地中拡幅部における技術開発業務の業務成果，国土交通省関東地方整備局ホームページ，2015.12.22

合流部(TYPE-D:一本柱型)　分岐部(TYPE-C:本線･連結路一体型)　テーパー先端(TYPE-B:本線拡幅型)

写真-3 分岐・合流部完成状況

引き上げ式門柱レスゲートの動作検証等について

宮﨑　諒[1]・福原　功二[2]

[1]近畿地方整備局　福知山河川国道事務所　防災課（〒620-0875京都府福知山市字堀小字今岡2459-14）

[2]近畿地方整備局　福知山河川国道事務所　防災課（〒620-0875京都府福知山市字堀小字今岡2459-14）.

福知山管内では度重なる浸水被害による緊急治水対策の一環として、由良川の築堤及び樋門設備の設置を数多く実施してきた。樋門設備においては、従来多く採用されている門柱式引き上げゲートに加え門柱レスゲートの採用も行ってきた。これには門柱や操作台、管理橋が一切不要となり、かつ、景観性の向上と建設コスト及び工期の縮減が見込めるという利点がある。

管内においては平成20年度に試験施工として初導入した安井地区を皮切りに、現在に至るまで５設備へ「引き上げ式」門柱レスゲートを導入してきた。ここでは従来ゲートとの運用の差異、適応作動条件等を検証するために、一昨年の大規模出水時の運用実績を踏まえ、稼働結果及び動作検証等をまとめたので報告する。

キーワード　門柱レスゲート，フラップゲート、引き上げ式門柱レスゲート、水密ゴム

1.樋門について

宅地に降った雨や水田の水（内水）が川となり堤防を横切ってより大きな川（外水）に合流する場合、上流の洪水等で高くなった外水が内水側に流入しないように設ける、逆流防止のためのゲート設備である。

図－1のとおり、平常時は外水が低く樋門の扉体（ゲート）は開いているので水は自然に流下している。

図-1　平常時の樋門状況（ゲート開放）

洪水等により図－2のように外水が高くなると、川の水が樋門を通して内水側に逆流するので、宅地等の浸水被害の防止のため扉体を人為的に閉鎖する。

図-2　外水上昇時の樋門状況（ゲート閉鎖）

2.門柱レスゲート

近年、樋門の柔構造化、堤防の緩傾斜化、樋門操作員の高齢化などへの対応が求められており、従来の門柱式引き上げゲート(図-3)の他に門柱レス式ゲート(図-4)の適用が検討され、施工される事例が多くなっている。

門柱レス式ゲートには、油圧駆動や無動力で扉体を開閉する構造の物があり、門柱式ゲートのように扉体の上方に開閉装置、操作台、操作室、管理橋が無い。

そのため、門柱式ゲートと比較すると管理橋等が不要かつ景観性に優れ、１０％程度の建設コスト及び工期の縮減が図れるとされている。

門柱レス式ゲートは大別してフラップ式ゲートと引上げ式門柱レスゲートの二つに分けられる。

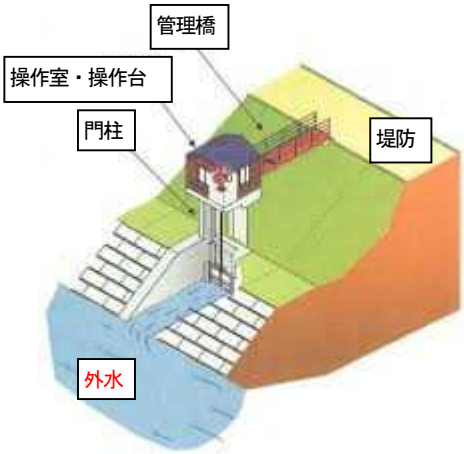


図-3　門柱式引き上げゲートの一般構造

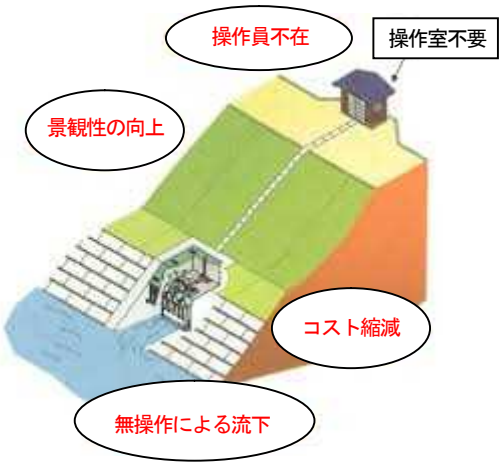


図-4　門柱レス式（フラップ）ゲートの一般構造

(1).フラップ式ゲート

フラップ式ゲートは内外水位差による自然開閉が可能なゲート構造のため、樋門操作員及び開閉装置、操作室が不要であり経済性に優れている。

ただし、ゴミ等の異物の噛み込みや土砂堆積による不完全閉塞や開閉不能が起こる可能性もあり、農業用や人為的操作が著しく困難な場合等を除いて、設置場所は限定される。

フラップ機能（図-5）は内水よりも外水が高くなるとゲートが閉じ（逆流防止）、内水が高くなるとゲートが自然に開いて雨水等を流下させる構造となっている。

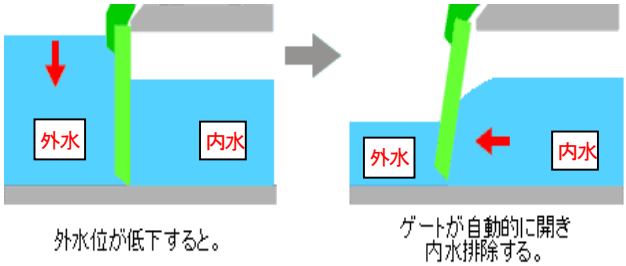


図-5　フラップ機能

(2).引上げ式門柱レスゲート

引上げ式門柱レスゲート(図-6)とは、上記フラップ式ゲートの弱点である異物の噛み込み及び土砂堆積防止のため、油圧及びリンク機構の働き(図-7)によって従来では円周運動のみであったゲート軌跡を水平・鉛直の両方向に可動できるよう工夫されたものである。

これらによって、異物の噛み込み防止、人為的除去、逆流防止機能の一層の向上が可能となり、門柱式ゲートの閉鎖性能と合わせ、フラップゲート同様の水位差による自然開閉も可能としている。

また、ゲート下端水密部に段差を必要としないため土砂堆積の影響を受け難く、干潮区間以外で概ね設置場所を選ばない構造となっている。

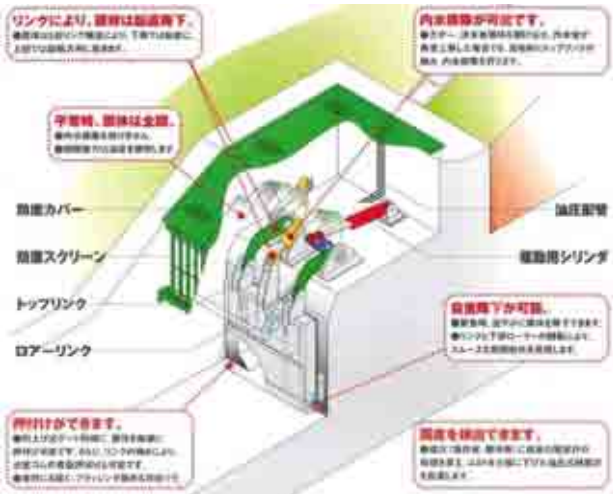


図-6　引上げ式門柱レスゲートの一般構造

図-7　引上げ式門柱レスゲートの機能

3.引上げ式門柱レスゲートの施工実績

近畿管内においては、安井樋管（引き上げ式門柱レスゲート）が施工されるまで門柱レスゲートの多くがフラップ形式（全て許可樋門）であった。

よって、ゴミ及び土砂堆積の多い場所では採用ができず、開閉操作等が確実である従来からの門柱式ゲートを採用するケースが主流（直轄管理樋門）となっていた。

福知山管内においては輪中堤整備箇所の異常氾濫に備え、樋門操作員が万が一退避してもなお、自動フラップ機構により内水排除が可能となる引き上げ式門柱レスゲートを多数採用している。

福知山管内における導入実績は、平成21年3月 安井樋管（試験施工）平成24年1月 枯木川樋門、平成26年3月 落谷川樋門、谷河川樋門、上野川樋門の合計５箇所となっている。

4. 引上げ式門柱レスゲートと門柱式ゲート（ラック式ゲート）の形式比較

表-1　引上げ式門柱レスゲートと門柱式ゲート（ラック式ゲート）の形式比較

評価項目		引き上げ式門柱レスゲート	門柱式ゲート(ラック式ゲート)	備考
動作及び機能		①樋門操作員退避後の無動力下でのゲート開閉 ②遠方監視制御下による自重降下(無動力閉鎖) ③閉鎖後の土砂フラッシュ機能		
	①	◎　樋門操作員退避後であっても、フラップ機能により水位差で開閉動作が確保される。	○　樋門操作員退避後は、遠方監視制御により作動は可能。(操作するため設備が必要)	
	②	○　電磁バルブ開放で自重降下可能。	○　電磁ブレーキ開放で自重降下可能。	
	③	◎　水位差により自然流下で可能。	○　樋門操作員によるゲート操作により可能。	
		◎	○	
施工･運用実績		○　近年開発された新技術であるが、全国的に施工･運用実績がある。	◎　在来形式であり多くの施工･運用実績がある	
	NETIS登録	◎	－	新技術活用促進
土木･建築施工		△　門柱、操作台、管理橋の施工が削減されるが、堤防場の操作室建造に建築確認申請等が必要となり、実質工期が長くなる傾向にある。	○　門柱、操作台、管理橋の施工に工期を要するが、建築確認申請等は不要。	
景観･地震変位		◎　門柱、管理橋が無いため、風致地区などでは非常に有利となり、重心が低く安定している。	△　門柱、管理橋が必要であり、景観及び地震事の変位(トップヘビー)が生じる場合がある。	
初期費用(参考)		△　140百万円(1．27倍)	○　110百万円(1．00)	落谷川樋門ベースで、土木構造物はゲート関連部分のみとし、建設コスト、維持管理費(50年間)で比較

表-1に示すとおり、両樋門とも構造的に優れており大きな課題は無いが、当初、工期の短縮及び初期費用の低減が期待されていた引き上げ式門柱レスゲートについて確認した結果、従来の門柱式ゲートのほうが設置コストは安く、施工工期もほぼ同程度であった。

それらを踏まえた上で、更なる信頼性の向上及び樋門操作員退避後の内水排除運用、今後の操作員不足対応として、フラップ運用で優位性の高い、引き上げ式門柱レスゲートを適切に採用することとしている。

写真-1　福知山市内の浸水状況

5.大規模出水時の工事中門柱レス樋門の特殊運用

平成26年8月に起きた記録的な集中豪雨によって、福知山市街地で大規模な浸水被害（写真-1）が発生した。現場では工事の最中であったが緊急を要する事態となったため、無動力で自重降下操作を行い引上げ式門柱レスゲートを全て全閉させ逆流防止を図った。

実際には堤防を超過する程の想定外出水であったため現場作業員の接近も容易では無く、そのため、逆流が始まる遙か前にゲートを全閉させ、以降の動作は全て内外水位差に任せた状態で長期間フラップ運用を行ったものである。

結果については、写真-3,4のとおり下部水密ゴムが度重なるフラップ動作に晒され、摩擦力によってゴムの一部が損傷する事態となっていた。しかしその損傷は軽微であり、治水機能上は全く問題なかった。

写真-2　引き上げ式門柱レスゲートの一般外観

写真-3　水密ゴムの剪断状況

写真-4　水密ゴムの破断状況

破断状況を詳細に調査した結果、圧着水密により扉体底部の水密ゴムが下部戸当りと擦れ、剛性力の低いゴムが疲労破断したものであることが判明した。

6.損傷対策

上記水密ゴムの損傷防止として、導入メーカの協力を得て次のような再発防止対策を実施した。

上野川樋門：平ゴムからＬゴムに取り替え（写真-5）

写真-5　底部水密ゴム（改善後のL形ゴム）

通常多用される平ゴムでは底部に圧着するよう「つぶれ代」を考慮した設置が必要であるが、押し付け力が強い場合は水密ゴム自体が損傷してしまう。そこで、外水の水圧により押しつけられるＬ形形状に切替える事で精緻な設計施工・現場管理が不要となり、かつ、内水位が上昇すると逆に押しつけ力が弱まる傾向となり、安全確実にフラップが可能となるように対策した。

落谷川樋門・谷河川樋門：平ゴムの厚みを増して最適な剛性力を持たせ、さらに、ゲート下端の圧着度を最適化した。（写真-6）

写真-6　水密ゴム写真（高剛性平ゴム）

7.現場検証

以上の対策を３樋門に施した結果、水密ゴムの剪断及び破断も皆無で、全て正常に稼働できる事を既に確認している。

本論文を纏めるにあたり、Lゴムにて対策済みである上野川樋門における内水上昇に伴うフラップ動作水位の精度確認、水密ゴムの止水状況及び損傷の有無等について検証を実施したので、次のとおり報告する。（写真-7～16）

写真-7　ゲート下端ゴム状況

写真-8　L型水密ゴムの全閉前状況

ゴムのめくれや破断はなし

写真-9　全閉前の土砂堆積状況

写真-10　樋門全閉状況（外水側）

外水（正水圧）が無くともゲート部からの漏水は一切生じていない。

左右４個のステンレスローラーは、扉体が鉛直動作をする際の摩擦抵抗を軽減させるためのものであり、従来のフラップゲートには存在しない。

これらによって、万が一外水圧力が働いた状況下でも、安全確実に樋門閉塞を可能としている。

写真-11　樋門全閉状況（内水側）

写真-12　盤面内・外水位表示

（外水位９０mm　内水位３４０mm　２５０mmの水位差にて、自動的にフラップ動作で流下を開始。）

写真-13　全閉後のフラップ状況

外水が無い状況ではあるが、わずか２５０mmで流下が可能となり、樋門閉塞後の安全な流下が可能である。

写真-14　フラップ時の流水状況（外水側）

写真-15　フラップ後の水密ゴム状況

ゴムの剪断、破断は起こっていない。

写真-16　フラップ後の堆積土砂状況

8.結果

動作検証の結果、樋門ゲートを通常全閉とした状況下では、適切に水密を保持しており、２５０mmの水位差(写真-12)でフラップすることが確認された。幾度と無くフラップ動作を確認したが、その際、ゴムの剪断や破断も無く正常に稼働していた。ボックスカルバート周辺に僅かな土砂堆積があったが、フラップ動作に伴い発生した高速水流によって土砂フラッシュの確認も実施できた。

9.課題

今回の検証データについては、実施時に好天に恵まれた結果、思った程の内外水位差が生じなかった。そのため実際の大雨による出水時には高水圧下での運用と、幾度にもわたる大きなフラップ動作が予想される。

よって、前回の工事中特殊運用のような、早期閉鎖及び長期放置による過酷な状況下でのゲート運用時の水密ゴムの破断有無等について状況を確認する必要があると考える。

また、引き上げ式門柱レスゲートは導入後間もないため大規模修繕費等の実績も無く、リンク機構の老朽化によるフラップ機能への影響や油圧シリンダーの修繕等、今後の維持管理費も不明確であるため、事務所としては信頼性向上と併せアセットマネージメントにも引き続き取り組む所存である。

10.まとめ

今回の動作検証は、新技術活用によるゲート設備の導入検討や信頼性向上に向けた取り組みの一環として報告したものであり、各種設置条件によっては引き上げ式門柱レスゲートの優位性を発揮する事が可能と思われる。

また、東日本大震災においては、地震後の津波遡上の防止のために河口部周辺の河川ゲートを消防署員や水防団員等が緊急閉鎖を行ったが、逃げ遅れによって多くの人命を落としている側面もある。

既に樋門操作員の高齢化等による担い手不足や異常出水時の退避水位の設定等、今後益々、人命優先で迅速確実な河川管理施設の運用が求められるところでもある。

引上げ式門柱レスゲートの強みは自動フラップである。大規模地震時には長期の電源喪失も想定されるが、引上げ式門柱レスゲートならば、不幸にも台風と同時災禍となった場合でも地震直後の出水前閉鎖によって、津波及び無電源による逆流防止機能に寄与する可能性がある。

既に多くの樋門にはバックアップシステムとして遠方監視制御装置も構築しているところであるが、今後避けては通れない設備の老朽化や陳腐化などに対し、多くの維持費の確保と修繕等が必要である。

これらバックアップシステムの費用軽減のためにも無動力、無操作による樋門の自動開閉は有効であり、信頼性を損なう事が無ければ、今後コスト縮減についても寄与できるものと推察される。

謝辞：引上げ式門柱レスゲートの動作検証にあたり、資料提供等とりまとめにご協力頂きましたゲートメーカーの皆様に，心より感謝致します。

貯水池の有効利用を目的とした「必要最小放流テーブル」の活用方

久保薗　忠典[1]・山本　鉄男[2]

[1]日本メンテナスエンジニヤリング㈱第二事業部（〒618-0071京都府乙訓郡大山崎町鏡田10番地9）

[2]京都府　大野ダム総合管理事務所　管理課　（〒602-0777京都府南丹市美山町樫原48-5）.

近年の気候変動によって洪水被害が集中化、激甚化の様相を呈している。こうした気象現象を背景に、洪水調節を目的に含むダムでは「ただし書き」操作への移行が増える事が懸念されている。大野ダムでは2013年9月の台風18号による洪水処理に土木研究所が提案した「必要最小放流テーブル」を試験的に用いてその有用性を確認した。本稿では、テーブルの考え方や特徴を述べると共に、テーブルを用いた「ただし書き」操作開始水位の妥当性の評価や、「特別防災操作」及び「異常洪水時防災操作」の実施に当たって、貯水池を有効活用し、ダム管理者の負担を大幅に軽減させる事を目的に開発した、放流判断支援ツールの概要を述べる。

キーワード　貯水池有効利用，必要最小放流テーブル，ゲートオペレーション，負担軽減

1. はじめに

昨年の関東・東北豪雨に象徴されるように、近年の気候変動によって洪水被害が集中化、激甚化の様相を呈している。こうした気象現象背景に、洪水調節を目的に含む既存ダム（以下「ダム」）では、異常洪水時防災操作（以下「ただし書き」操作）への移行が増えることが懸念されている。

大野ダムでは、2012年に土木研究所が京都府の依頼を受け提案した「必要最小放流テーブル」[1)]（以下「テーブル」）を、管理開始後初めて「ただし書き」操作に移行することとなった翌年（2013年9月）の台風18号に於ける洪水処理に試験的に用いることで、テーブルの有用性を確認した。

そこで、本稿では洪水処理に当たってテーブルの考え方や特徴を述べると共に、本テーブルがダムで一般的に調節容量の7～8割に相当する値に設定してある「ただし書き」操作開始水位（以下「開始水位」）の妥当性の評価に用いることが出来ることや、事前承認を前提とした「ただし書き」操作への移行判断を適時・的確に行うための判断基準にもなり得ることなどを説明する。

さらに、異常洪水を含むあらゆる洪水に対して貯水池の有効利用を図りつつ、管理者の負担を大幅に軽減するために開発した放流判断支援ツールを紹介する。

2. 背景

大野ダムは、洪水調節を主目的に造られた多目的ダムで、昭和 37 年の管理開始から半世紀余りが経過している。図－１に大野ダムの位置図を示す。流域面積は 354km^2 で、由良川流域全体の約 20%を占めている。有効貯水容量は 2,130 万 m^3 で、相当雨量は 60 ㎜であり、流域面積に対し洪水調節容量の比較的小さいダムである。

また、計画規模は既往最大の 2,400m^3/S で 500m^3/S から調節を開始し、流入ピーク時に 1,000m^3/S を貯留、1,400m^3/S を放流する定率・定量の調節を行っている。

一方で洪水調節容量に対する余裕は２割 [2)]を満たしていない。

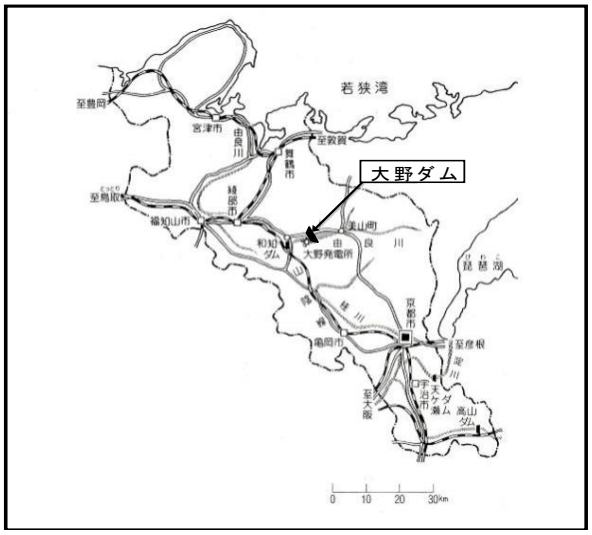


図-1　位置図

3. 必要最小放流テーブルの概要

テーブルの考え方は、2012 年に土木研究所によって、放流量の最小化と洪水調節から超過洪水へ至る操作の連結を目的としてその原型が作られた。テーブルを一言で言うと設計洪水流量を(3,510㎥/S:地域比流量図)上限とする過去最大の増加量の流入を想定。この流入に対して、貯水位が設計洪水位に達するまでに、その後のゲート操作で放流が流入に追いつくために今、放流しておかなければならない最小の放流量を示したものである。

必要最小放流量の考え方のイメージを図－2 に示す。図中のグラフは上が貯水位の変化を、下が流量の変化を表している。今、図中の Qt に従って最大 3,510㎥/S まで増加する流入量を想定する。

ここに、ある時点での貯水位と放流量がある。この時の放流量を放流の原則に従って増加させて行った時、貯水位が設計洪水位に達するまでに放流は流入に追付く事が出来る。

しかし、開始時の貯水位はそのままで、放流量を徐々に減少させて行くと、放流が流入に追付いた時の貯水位は上昇し、設計洪水位に達した時、ようやく追付くことが出来るようになる。この流入に追い付いた時の最小となる放流量を、必要最小放流量と定義する。

ここで、必要最小放流量の算出方法を図－3 のブロック図で説明すると次のようになる。必要最小放流量算出の基本は貯留計算である。そのポイントは放流の原則に加え、ゲートの動作を拘束するあらゆる条件を設定していることである。

具体には、ハード面でいうとゲート動作速度（３０ｃｍ／ｍｉｎ）、各ゲートの起動遅らせ時間（１０ｓｅｃ）、更にダム管理用制御処理設備（以下「ダムコン」という。）の放流操作装置を使用した場合、３０ｃｍ毎の休止時間（５ｓｅｃ／３０ｃｍ）が設定される。ソフト面では、操作演算時間さらにダムコンの貯水位の計算処理や流入量の演算時間などである。このようにゲート操作は実に様々な時間的制約を受けていることが解る。

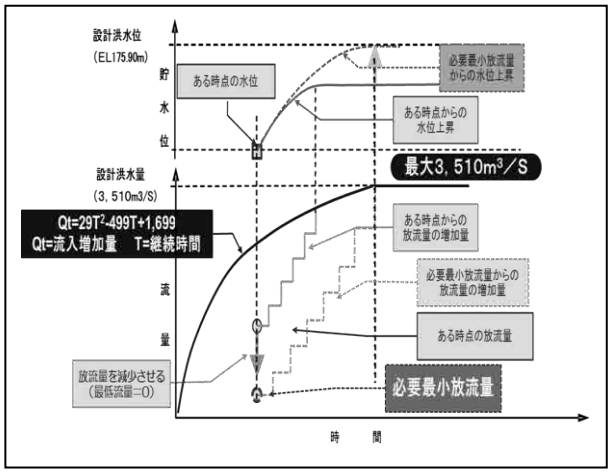


図-2　必要最小放流量の求め方のイメージ図

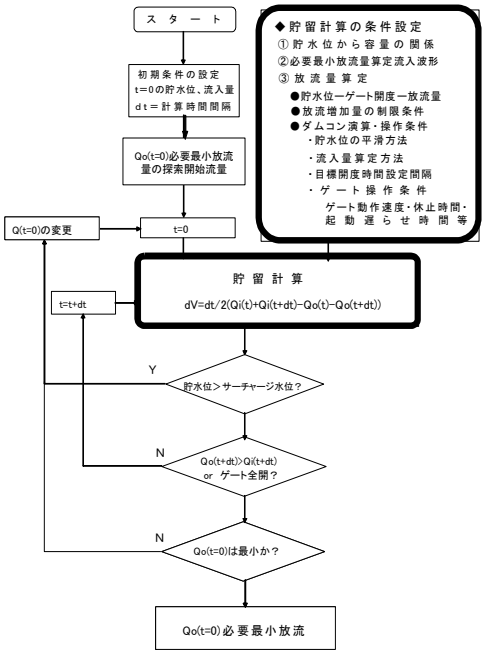


図-3　必要最小放流量演算ブロック図

貯水位 (EL.m)	流入量(m³/s) 300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
175.90	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
175.50	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
175.25	300	400	500	600	700	800	900	988	1024	1075	1147	1203	1278
175.00	**300**	**373**	**436**	**505**	**565**	**637**	**725**	**786**	**852**	**929**	**987**	**1070**	**1141**
174.75	182	258	300	376	456	526	611	683	765	850	934	1013	1101
174.50	100	179	262	308	386	470	559	635	737	816	900	983	1072
174.25	76	122	203	288	335	423	530	611	695	778	871	978	1070
174.00	0	84	157	242	300	398	486	568	663	749	864	943	1043
173.75	0	38	112	203	300	357	450	540	632	744	833	936	1019
173.50	0	1	94	180	265	322	425	509	623	720	820	915	996
173.25	0	0	54	147	235	300	388	481	584	702	799	895	968
173.00	0	0	38	118	206	300	359	467	570	663	777	865	934
172.80	**0**	**0**	**0**	**91**	**165**	**268**	**323**	**442**	**549**	**642**	**735**	**814**	**875**
172.50	0	0	33	122	221	299	365	485	589	682	772	847	905
172.00	0	0	0	56	131	232	339	446	545	630	695	747	799
171.50	0	0	0	11	115	212	305	401	505	571	625	672	728
170.00	0	0	0	4	124	201	266	330	389	427	497	532	557
169.50	0	0	0	9	99	182	225	303	348	393	446	492	531
169.00	0	0	0	10	89	157	209	274	324	351	393	444	483
168.50	0	0	0	0	77	128	187	241	298	337	376	407	451
168.00	0	0	0	0	48	127	155	223	259	304	344	377	399
167.50	0	0	0	0	33	97	152	192	244	284	305	333	367
167.00	0	0	0	0	6	85	120	167	210	243	275	306	367
166.50	0	0	0	0	16	64	104	149	186	209	250	282	367
166.00	0	0	0	0	0	38	91	119	150	184	215	268	357
165.50	0	0	0	0	0	21	59	101	134	162	186	268	320
165.00	0	0	0	0	0	6	33	76	116	142	169	259	284
164.50	0	0	0	0	0	0	16	55	89	116	169	232	260
164.00	0	0	0	0	0	0	0	37	65	86	168	213	230
163.50	0	0	0	0	0	0	0	12	36	72	167	191	210
163.00	0	0	0	0	0	0	0	0	18	69	145	176	193
162.50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	69	123	147	180
162.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	70	103	127	153

図-4　必要最小放流量演算ブロック図

こうして求めたテーブルを抜粋したものを図-4に示す。表は縦の欄に貯水位を横の欄に流入量を示し、中を縦横に対応した必要最小放流量で埋めたものである。

4,必要最小放流量から見た「たただし書き」操作開始水位妥当性の評価

「ただし書き」操作は、言いかえると「洪水調節によって乖離した流入量と放流量の差を、貯水位が設計洪水位に到達にするまで完全に収束させる操作」であると言

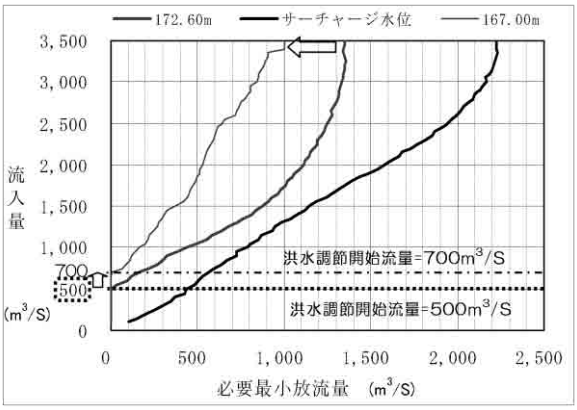


図-5 洪水調節開始流量と開始水位の関係

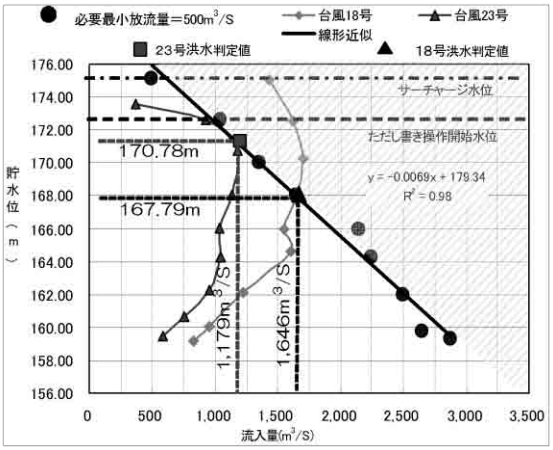


図-6 ただし書き移行判断基準(500m³/S)と開始水位の関係

える。その意味で、洪水調節開始流量は両者の乖離の始点であり、開始水位は、収束のための起点として捉えることが出来る。

つまり、その後のゲート操作によって貯水位が設計洪水位に達するまでに放流が流入に確実に追いつく事が出来る水位に設定する必要が有る。

一般的に開始水位は調節容量の7～8割にあたる貯水位に設定されており、それなりに根拠のあるものと考えるが、何より前述したゲートオペレーションを踏まえたうえでその妥当性を確認しておく必要がある。この評価ための基準となるのがテーブルに示された必要最小放流量である。

本来、開始水位での必要最小放流量は、本則操作による放流量より小さい必要がある。図-5はそれぞれの貯水位における必要最小放流量と流入量の関係を表している。また、グラフ中には洪水調節開始流量(500m³/S)と開始水位(EL.172.60m)の関係も示している。図から必要最小放流量が極小値 (0 m³/S)の時、流入量が洪水調節開始流量になる時の貯水位は開始水位に当たる事が解る。つまり、現状の開始水位の設定は必要最小放流量から見ても妥当であることを意味している。

そこで例えば、下流の河川整備によって河道の流下能力が増し、洪水調節開始流量を仮に700m³/sに引き上げた場合、開始水位はどのように変化するかを見ると、前述したように必要最小放流量が０の時、流入量が洪水調節開始流量の700m³/Sとなるような貯水位をテーブルから求めると図に示すようにEL.167.00mになる事が解る。つまり開始水位を、現行の水位から5.6m下げる必要がある事を示している。これは、洪水調節開始流量が大きくなることで、その時点から、放流が流入追い付くために必要となる空き容量は増えることを意味している。

このようにテーブルは開始水位の妥当性の評価に用いることが出来る。異常洪水処理に重大な影響を与える開始水位を定量的に評価する方法は、これまで確立していなかったように思う。特に開始水位が必要最小放流から求めた値より高く設定してあるダムについては、その貯水位からのゲート操作では、設計洪水位に達するまでに放流が流入に追いつかないことが想定されるため、適正な開始水位に改める必要がある。

5,必要最小放流量を基準値とした「たただし書き」操作移行判断の考え方

次に必要最小放流量を基準値とした「ただし書き」操作移行判断（以下「移行判断」）について述べる。前述したように、テーブルは、洪水調節から超過洪水へ至る操作を連結することで移行判断を不要にするものであった。しかしながら、現行ルールでは、「ただし書き」操作の移行が、事前承認を前提としていることや、将来起こりうる放流量の増加を出来るだけ早く下流住民に知らせることで、避難時間を確保する意味では、適切な時期での移行判断は当然のことながら必要になると思われる。そこで、テーブルを用いた移行判断が出来ないか検討してみた。図-5に示すように、洪水調節中において貯水位がサーチャージ水位(EL.175,00m)を超える領域での必要最小放流量は500m³/Sであることが解る。同時に、貯水位が開始水位以下の時、必要最小放流量が500m³/Sを超える場合は、その後の貯水位がサーチャージ水位を超える可能性があることを示唆している。図-6は必要最小放流量が基準値500m³/Sに達する時の貯水位と流入量関係を示したものである。基準値は傾きを持った直線上に分布している様子が解る。今、貯水位と流入量の交点がグラフの下側にある時は移行の可能性は低く、上側（網掛け部）に移った時は移行の可能性が高い事を示しており、基準値(500m³/S)が移行判断の指標になる事を示している。

参考までに過去に開始水位に達した二洪水(2004 年-23 号台風, 2013 年-18 号台風)における基準値を中心にした貯水位と流入量の変化を図中に示す。

6,「たただし書き」操作移行判断アラート・システムについて

テーブルは、洪水調節から異常洪水処理にいたる操作をシームレスに繋ぐため、たとえ、貯水位が開始水位に達したとしても、その時点の放流量が必要最小放流量よ

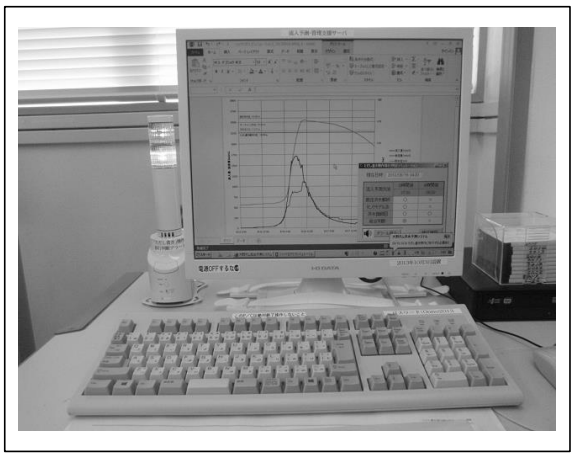


図-7移行判断アラート・システムの写真

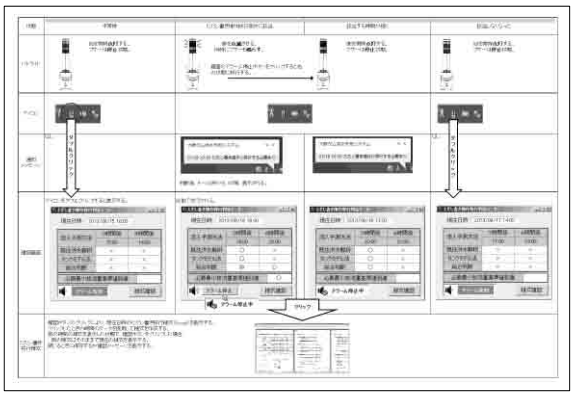


図-8アラート・システムの動作状況

り大きければ、今直ぐ放流量を増加させる必要はなく、その時の放流量を維持することで放流量の増加を遅らせる事が出来る。これは下流住民の避難時間を確保することに繋がるものである。

ここでは、前項で述べた必要最小放流量が基準値に達したことで移行判断を行う機能を付加した「移行判断アラート・システム」について述べる。

図-7はシステムの写真を示す。必要最小放流量が基準値に達したことを知らせるパトライトがモニターの左側に設置してあり、赤色点滅と共に警報音が鳴動し知らせる仕組みになっている。図-8は、基準値到達からアラート動作までのシステムの動きを具体に示したものである。このシステムにより、それまで職員の経験や勘に委ねられてきた移行判断が１０分毎の自動判定機能によって確実に報知出来るため、下流住民の避難時間を確保するタイムラインの検討にも活用出来るものと考える。

7,テーブルを用いた「特別防災操作」と放流判断支援ツールの考え方

次に、テーブルを用いた「特別防災操作」と放流判断支援ツール[3]（以下「ツール」）の考え方について述べる。

言うまでもなくダムは、計画規模の洪水に対し最も効果を発揮するよう操作規則を定めている。一方で下流域や支川流域の卓越した降雨よるはん濫の危険性が高まる中、ダム操作への柔軟な対応が求められている。

こうした特別操作は、「ただし書き操作」の一つに当たる。河川砂防基準維持管理編（ダム編）[4]によると、この操作は「洪水の見通し及びダム貯水状況を踏まえ、操作規則等のただし書きの規定により、本則操作よりも放流量を減少させる弾力的運用を行い、下流域の洪水被害の軽減を図る操作」と位置づけられており、実行に当たっては、下流自治体の首長や河川管理者からの要請を受けたダム管理者の長（京都府では建設交通部部長）の判断に依ることとなっている。しかし、ダムを操作する現場（「現場」という。）に於いては、特別操作を実行するとなった場合の操作方法は定まっていないのが現状である。

加えて、放流量の絞り込みによるダムの負うリスクを意識しながらの特別操作は、これまでも幾度か実施されてきたが、その操作は、ある意味神業ともいえる現場職員の経験と感に委ねられてきた。

特別操作は放流量の絞り込みによって上昇する貯水位を「サーチャージ水位迄に納める」ことに尽きる。これは、一見簡単なように思えるが、何より流入予測の精度に左右されることになり、「放流量を絞り込んだものの、その後増加させる時、貯水位がサーチャージ水位に達するまでに、放流量が流入量に追い付くことが出来るか」の判断を迫るもので、現場職員に過度の負担を強いるものであった。

こうした負担を軽減するため、現場の使用に耐え得る実用的な支援ツールが必要となり開発したものである。

支援ツールの最大の特徴は、放流判断それ自体を不確実な予測に依ることなく、計画規模の洪水を最大値として許容しているところにある。その要となっているのがテーブルである。

ここで支援ツールに求められる具体の要件を述べると以下のとおりとなる。

（１）下流水位の低減効果を可能な限り最大化する。

（２）規則操作との連続性を確保する。‥‥下流水位が開始水位以下に低下した場合は、いつでも本則操作へ戻れること。

（３）適応操作開始時点の貯水率の上限を設ける。‥‥調節容量の２割の余裕の範囲。

（４）操作後の貯水率は「ただし書き操作」開始水位以下に抑えることを念頭に最大７０％までとする。

（５）仮に洪水が計画規模に至った場合でも、貯水位はサーチャージ水位迄に治めること。

8,支援ツールを用いた「特別防災操作」

次に支援ツールを用いた「特別防災操作」について述べる。操作方法は、下流基準点水位が操作開始水位に達した場合、一定量放流量に移行、その後、実放流量が必要最小放流量と等しくなって以降は、必要最小放流量に従って放流する。さらに基準点水位が開始水位以下に

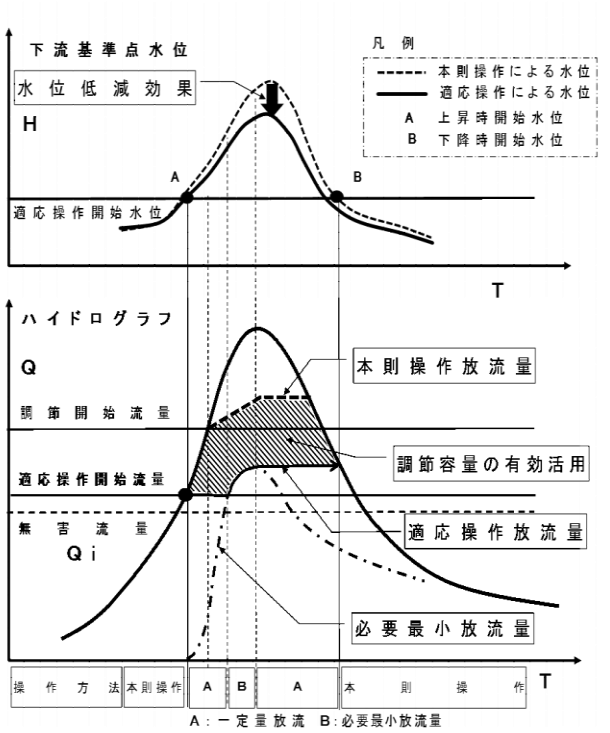


図-9下流水位の変化と適応操作の概念図

低下または、必要最小放流量が最大に達した後は、定量放流で本則操作へ戻ることで、操作の連続性を確保しようとするものである。

本稿ではこうした一連の操作を「適応操作と呼ぶことにする。図-9は適応操作における下流基準点水位の変化と適応操作でのハイドログラフを示したものである。

図-10は実際に適応操作に用いる操作支援ツールの画面を示している。

詳述すると、画面左上段に貯水率と流入、放流量の関係を表すQ－R図を、右側には貯水率と下流河川水位を同時に把握できるようH－R図 [5]を配置した。

また、画面中段には、ダム諸量をはじめ必要最小放流量や適応放流量を、また開始水位や主要な地点の河川水位などリアルタイム情報を表示させた。

下段左側にハイドログラフを右に河川水位を表示させることで視認性に配慮した。

なお、作成した支援ツールは汎用性や変更への冗長度を考慮しＥＸＣＥＬを用いている。

また、シミュレーションには操作方法によって違いの顕著であった平成26年の台風11号による洪水データを用いた。操作開始は綾部水位が氾らん注意水位(3.5m)前の3.0mに達した時点で適応操作に入った場合を表している。二山目のピーク時に約45cmの低減効果があったことが解る。

9,まとめ

これまでテーブルの活用方について説明してきた。要約すると以下のようになる。

(1)「ただし書き」操作開始水位の妥当性を評価する場合の基準となること。

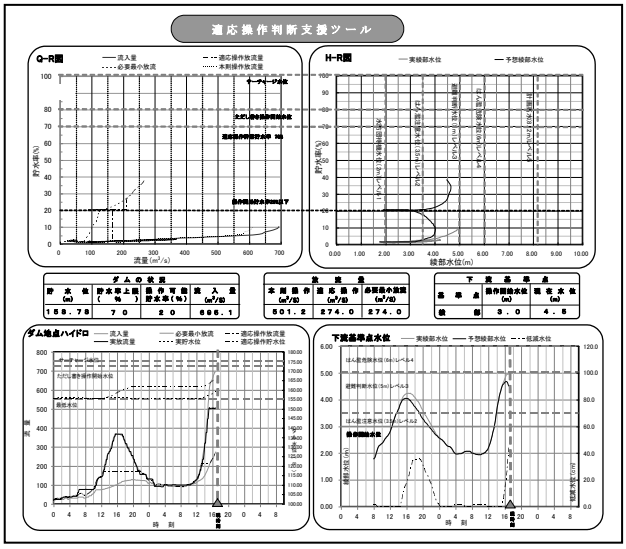


図-10下流水位の変化と適応操作の概念図

(2) 「ただし書き」操作移行判断の基準値と判断支援ツールへの応用

(3)下流水位の低減効果と貯水池の有効活用を図る適応操作と操作支援ツールへの応用

繰返しになるがテーブルの最大の特徴は、ゲートによって洪水調節を行うダムの生命線とも言えるゲートオペレーションを織り込んでいる点であり、仮に流入量が設計洪水流量に達したとしても、定められたゲート操作によって洪水流を安全確実に流下させる事が出来るところにある。こうしたテーブルに裏付けられた操作は、ダム管理者に安心感を与えのみならず、今回紹介した、ダム管理における様々な場面において貯水池の有効活用に貢献するものと確信する。

今後はテーブルの更なる活用方について研究していきたいと考えている。

参考文献

1) 柏井条介:「貯水池を有効利用する異常洪水時操作の試案」ダム技術 No.320(2013.5)
2) 国総研河川研究部水資源研究部「洪水調節容量の算定に当たって２割程度の余裕見込む理由」 ダム技術 No.208(2011.7)
3) 久保薗忠典:「「必要最小放流テーブル」を用いた放流判断支援ツールの試作」ダム工学 Vol.25 (2015 No.4)
4) 河川砂防基準維持管理編（ダム編）
5) 小野雅人、斉藤源、福濱方哉 「下流河川の状況に応じた効果的なダムの洪水調節方法の検討について」2011年WEC所報

猪名川におけるニューラルネットワークモデルを用いた水位上昇部の予測精度向上について

竹村　仁志[1]・川村　一人[1]

[1]八千代エンジニヤリング株式会社 大阪支店 河川水工部（〒540-0001 大阪市中央区城見1-4-70）

猪名川洪水予測システムでは分布型流出モデルの入力値に予測レーダ雨量を用いているが、実運用の検証では水位上昇部の降雨予測の誤差が大きい場合があり、水位上昇部やピーク生起時刻の予測結果に遅れが生じ、洪水予報として課題があった。そこで、予測雨量を用いずに観測した雨量や水位から水位を予測する手法としてニューラルネットワークモデルの適用を検討した。その結果、流出計算モデルにおいて予測雨量誤差の大きい水位上昇部で発生する誤差をニューラルネットワークモデルで補完するシステム構成とすることで、水位上昇部で安定した予測精度を確保でき、かつバックアップシステムとして機能することを示した。

キーワード：洪水予報、水位予測、ニューラルネットワークモデル

１．はじめに

兵庫県・大阪府の市街地を貫流する猪名川は、川西市や池田市、尼崎市など多くの都市域を擁する典型的な都市河川である。

流域面積は基準地点の小戸水位観測所で310km^{2}であり、降雨から流出までの時間が短く、短時間の集中的な降雨により、河川水位が急激に上昇する特徴を有している。そのため、洪水予測においては警報や避難等の基準となる水位（氾濫注意水位、氾濫危険水位等）に対する到達時刻の予測の遅れが、地域の水防活動や避難行動等の初動体制確保に大きな影響を与える。

現在の洪水予測システムは、降雨から流量に変換する流出計算モデル（分布型流出モデル）により運用されている。実運用結果を検証すると、流出計算モデルの入力値に用いる予測レーダ雨量において水位上昇部の予測誤差が大きく、その結果、水位上昇部やピーク生起時刻の予測水位のズレが大きくなり、洪水予報として課題があった。

そこで、予測レーダ雨量の誤差から生じる水位上昇部の予測誤差拡大の解消の方策として、予測雨量を用いずに実績の降雨や水位により流出を再現する手法として、非線形的関係に適用性の高い相関解析の一つであるニューラルネットワークモデル(以下、NNモデル)の適用を検討した。本稿は、水位上昇速度が速い特性を有する河川を対象に、水位上昇部の予測精度向上に着目し、NNモデルと流出計算モデルの予測手法を併用し、相互補完するシステム構成の効果を検証したものである。

２．猪名川洪水予報区間と基準地点

猪名川流域の概要を**図-1**に示す。猪名川は神崎川合流点から12.6km区間（藻川4.4km区間）を国土交通省が管理している。小戸水位観測所上流域（C.A.＝310km^2）の上流に位置する一庫ダム（C.A.＝115km^2）では洪水調節が行われ、基準地点流量はダム放流量に約40%が支配されている。一庫ダム運用開始は1983年(S58年)4月であり、2000年(H12年)からは中小洪水に対して効果を発揮するために、150m^3/sの一定量放流方式で運用を行っている。

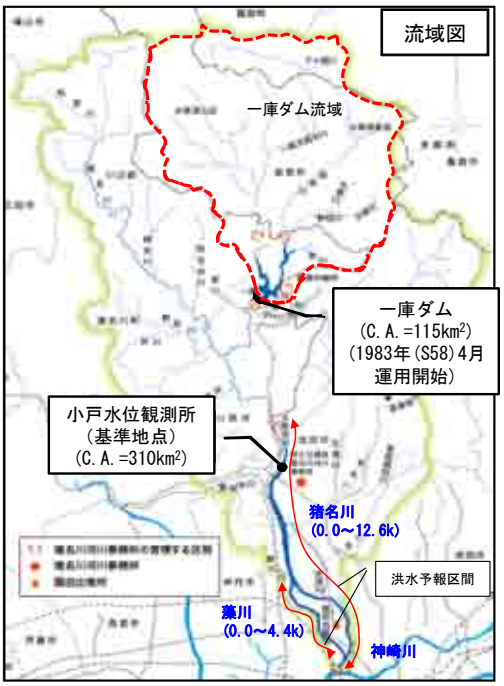


図-1　猪名川洪水予報区間と基準地点

3．猪名川洪水予測システムの課題と対応方針

(1) 洪水予測プロセスと誤差発生要因

洪水予測システムにおける予測誤差は、**図-2**に示すプロセスで発生すると推定できる。**図-2**の右側に示した誤差発生要因（変換誤差、計算誤差など）は、予測システムの改良で精度向上が図れる可能性が高い要因である。流出計算モデルを利用した洪水予測では、雨量データを流量に変換してさらに水位に変換するため、雨量、流量変換誤差、水位変換誤差が生じる。予測誤差がどのプロセスで拡大する傾向にあるかを把握することで、モデル構築において重視すべき事項が明らかとなる。

図-3に実績レーダ雨量（レーダアメダス解析雨量）と実績ダム放流量をモデルに与えた場合の小戸水位観測所の計算結果について2013年(H25年)台風18号を一例として示す。流出計算モデルによる計算流量と実績流量の波形が概ね一致しているため、フィードバック後の予測水位の精度は良好となっており、実績レーダ雨量を用いる場合は予測精度を概ね確保できる結果であった。

一方で、実運用時と同様に流出計算モデルの入力値に予測レーダ雨量を用いた計算結果を**図-4**に示す。実績レーダ雨量による結果と比較して予測結果は誤差があり、特に、**図-5**に示すように水位上昇部(15日22時)に予測レーダ雨量が過小評価されることで水位上昇部やピーク生起時刻の予測結果の誤差が大きくなっている。**図-5**の予測レーダ雨量は降水ナウキャスト(～1h先)と降水短時間予報(1h～6h先)の組合せを示したが、移動解析(～3h先)も水位上昇部における予測レーダ雨量の過小評価は同様の傾向であった。

これより猪名川において、流出計算モデルでは、実績レーダ雨量を用いた場合は予測精度が概ね確保されているが、水位上昇部において予測レーダ雨量に誤差が発生すると予測水位の誤差が大きくなる課題が生じている。

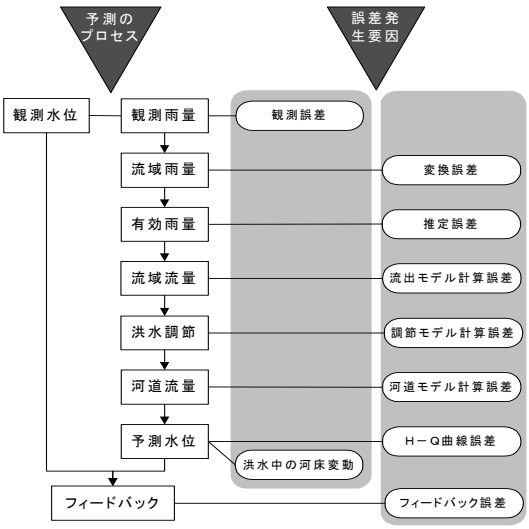


図-2　予測プロセスと誤差発生要因

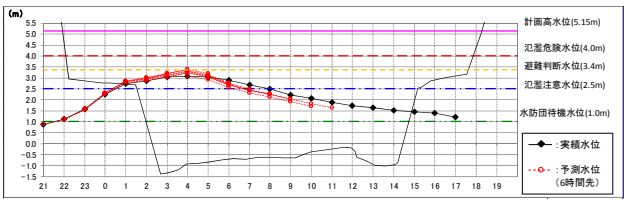


図-3　実績レーダ雨量による計算結果(小戸地点)

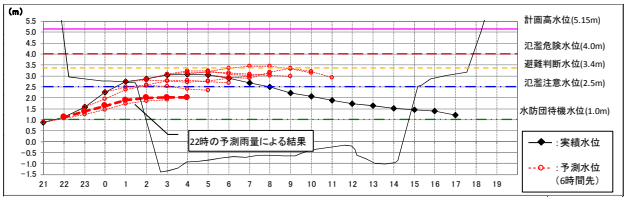


図-4　予測レーダ雨量による計算結果(小戸地点)

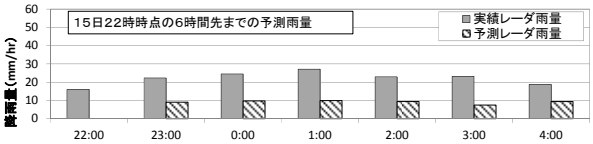


図-5　実績レーダ雨量と予測レーダ雨量の比較

(2) 水位上昇部の予測水位精度確保の対応方針

水位上昇部の予測雨量誤差によって予測水位のズレが大きくなる課題に対して、水位上昇部の予測精度向上を目的として、**図-6**に示す流出計算モデル（分布型：メインシステム）とNNモデル（サブシステム）を併用するシステム構成を提案した。NNモデルでは、過去の洪水の経験を学習させて、上流の雨量や水位の観測値より予測を行う。入力値に予測雨量を用いないことで、水位上昇部で予測雨量誤差が拡大する時間帯の予測精度向上が期待できる。また、実績値から予測値へのダイレクトな予測が可能であるため、流出計算モデルと比較し、より物理量の変換に伴う誤差が生じにくい。一方で、未経験洪水規模においては、予測精度が著しく低下する可能性が高く、流出計算モデルが不可欠である。特徴の異なる2手法併用による情報の2重化により、各々のモデルで発生する誤差への相互補完を目指した。

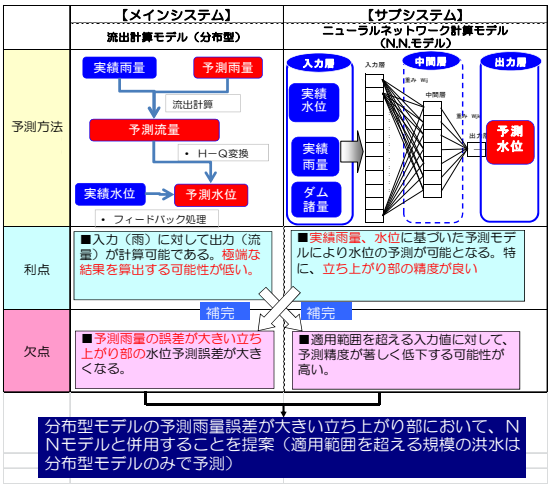


図-6　2手法併用のイメージ

4．水位上昇部の予測精度向上に着目したNNモデルの定数設定

(1)評価方法の設定

流出計算モデルでは、水位上昇部の予測レーダ雨量が過小評価されることで水位上昇部やピーク生起時刻の遅れが生じている。洪水予測は通常の解析と異なり、絶対的な水位の予測精度と同等以上に水位生起時刻の遅れが大きな意味を持つ。特に、猪名川のように水位上昇速度が速い河川では、警報や避難等の基準となる水位（氾濫注意水位、氾濫危険水位）に対する到達時刻の予測の遅れが、地域の水防活動や避難行動に大きな影響を与える。

到達時間の観点では、例えば、水位上昇部を前倒しで(早めに)予測できれば、任意時刻の水位誤差が生じても、基準水位に到達する時刻に余裕ができると考えることができる（**図ー7**）。洪水予測においては、発生時刻の予測に遅れが生じると防災的見地からは、致命的となる可能性を有していることから、洪水予測の本来の目的である「いつ行動を起こすべきか」に寄与する情報を精度良く提供することに主眼をおき評価する方針とした。

具体的なモデルの妥当性の判断基準は、**図-8**に示すように、基準水位への到達を初めて予測した時刻（予測実施時刻）から実際に基準水位に到達した時刻（実水位到達時刻）までの差を予測余裕時間と定義し、予測余裕時間が確保されれば、モデルの妥当性が高いと判断した。

(2)NNモデルの構築

a)NNモデルの定数設定方針

NNモデルでは、過去の洪水の「雨量、水位（入力）」、「1～3時間後水位(出力)」の関係を学習させ、重みやしきい値を計算し、複雑な流出特性を再現する。

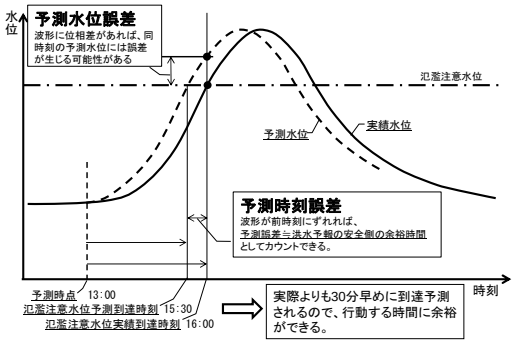


図-7　予測誤差の概念

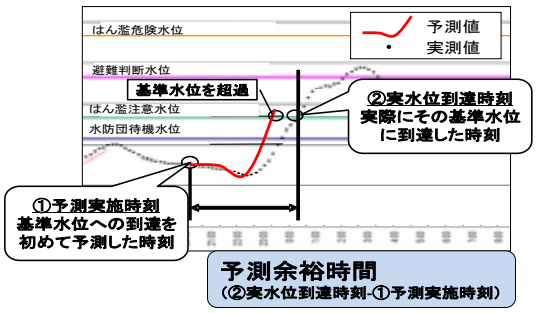


図-8　水位上昇部に着目した予測精度の評価

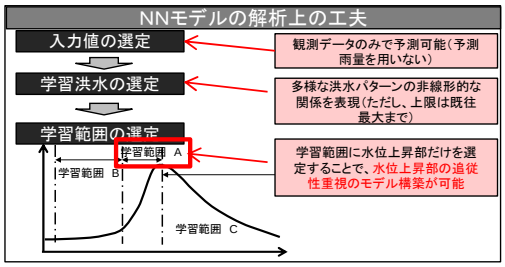


図-9　NNモデル定数の設定手順

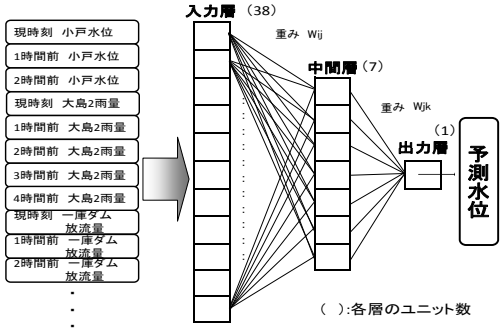


図-10　ネットワークの構造イメージ

NNモデルの構築は、**図-9**に示すように、入力値の選定、学習洪水の選定、学習範囲の選定により設定を行う。

猪名川のNNモデル構築では、予測の精度評価基準に示したように水位上昇部において、基準水位への到達予測が遅れないモデル設定を行うために、①観測データのみを用いて予測する（予測雨量を用いない）、②学習対象期間は水位上昇部のみを選んで学習させる、ことで水位上昇部の予測精度を高めるように設定を行った。

b)ネットワーク基本構造

NN モデルの構造は、一般的に用いられている入力層、中間層、出力層からなる階層型ネットワークを用いた。洪水予測では、**図-10** に示すように入力層に水位、雨量、ダム放流量を与え、出力層が予測水位となる。中間層は１層とし、そのユニット数は 7 に設定した。重みw_{ij}を求める学習には、実績値と予測値の差の総和を最小化するバックプロパゲーション（逆伝播）法を用いた。学習時の収束条件は、学習回数 100,000 回の制約の下で、平均 2 乗誤差 $E<0.001$ とした。

(3)NNモデル定数設定時の工夫

a)入力値の選定

入力値として選定した観測所位置を**図-11**に示す。入力値に用いるデータは、小戸水位観測所より上流の観測所の中で、データ蓄積が長く、欠測の少ない地点とし、水位観測所は6地点、雨量観測所は3地点、及び一庫ダム放流量を選定した。各観測所の入力値は、小戸水位観測所との相関関係から**図-10**に示すように、水位は現時刻～2時間前、雨量は現時刻～4時間前、一庫ダム放流量は現時刻～2時間前とした。一庫ダムより上流の雨量・水位観測所は、小戸への影響が、一庫ダム放流量で代表されると考え、対象地点から除外した。また、小戸水位観

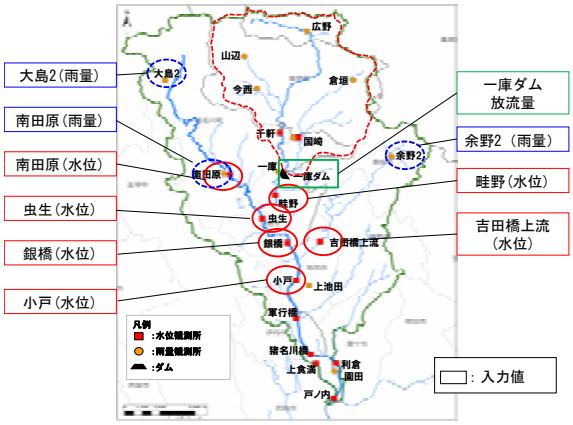


図-11　NNモデルの入力値設定

測所において学習洪水の観測当時と最新(2014年)のHQ式を比較して、両者に大きな差がないことを確認した。
今後、大きな河道変化が生じた場合には、学習時には当時の水位と断面変化後の水位との関係で変換を行う必要がある。

b) 学習期間の選定

洪水波形は、時間経過毎に大まかに①平常時、②水位上昇時、③水位低減時に分けることができる。猪名川では、水位上昇部の予測精度向上に着目してモデル構築を行うことから、学習期間は、②水位上昇時の立ち上がり～ピークを越えるまでの時間帯のみを選んで学習させた。

c) 学習洪水の選定

洪水予測を行う上では、様々な洪水（ピーク大、ダラダラ型、二山型など）に対応する必要がある。

従って、学習洪水は、予測地点である小戸水位観測所の現位置での観測開始(1983年(S58)10月)以降の洪水を対象に、ピーク水位・1時間・3時間・6時間水位上昇量のそれぞれの上位3位に該当する洪水、かつ欠測の少ない洪水を対象に選定した。

図-12に学習洪水を示すが水防団待機水位～氾濫注意水位の間の中小規模の洪水が繰り返し発生しているため、これらの洪水を学習させることで、洪水時の初動体制の時間確保のための予測精度向上を図ることが期待できる。

一方で、ピーク水位は、避難判断水位程度であり、氾濫危険水位に到達するような洪水は未経験であるため、経験以上の洪水では予測精度に課題が生じる。

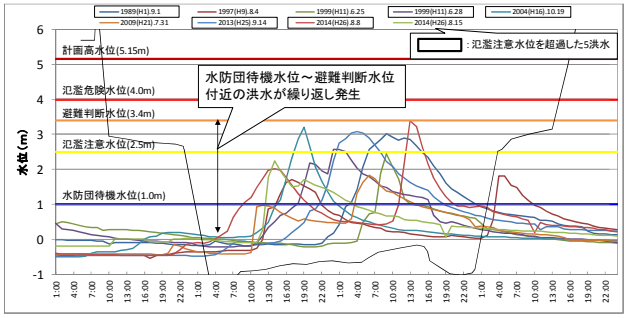


図-12　学習洪水のハイドログラフ

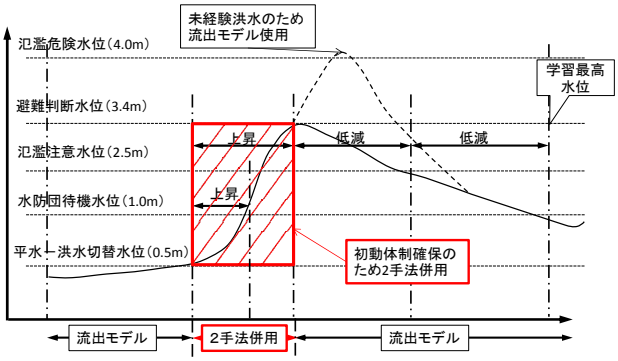


図-13　２手法併用の適用範囲(案)

５．２手法併用時における予測精度の検証

ここでは、実運用時を想定して流出計算モデルとNNモデルの2手法を併用した場合の予測計算結果を検証する。

(1) ２手法の併用方法

２手法併用の適用範囲(案)を**図-13**に示す。流出計算において、水位上昇部で発生する予測雨量誤差の大きい時間帯でNNモデルを併用する方針とした。具体的には、平水から洪水への切替水位(0.5m)から学習最高水位の避難判断水位(3.4m)までの間を併用区間とし、2手法の予測値のうち安全側となる予測値を採用した。ただし、これは水位上昇部の予測雨量精度が向上するまでの暫定的な対応であり、予測雨量の精度向上を踏まえ併用方法等の見直しが必要である。また、NNモデルは、大規模洪水での予測に課題があるため、避難判断水位(3.4m)を超えた場合は流出計算モデルのみとした。また、NNモデルは3時間先までの予測が限界であり、3～6時間先までは流出計算モデルのみを使用した。

(2) 水位予測精度の検証結果

2手法併用時の検証結果の一例として、2013年(H25年)台風18号の3時間先までの予測結果を**図-14**に示す。

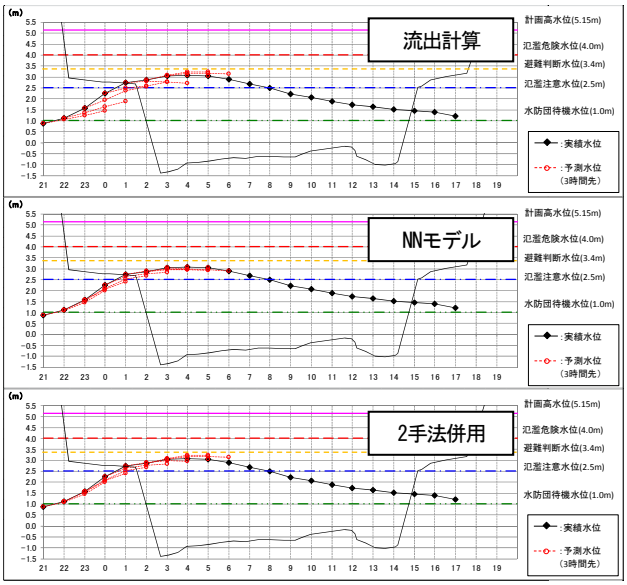


図-14　水位上昇部の2手法併用結果(2013年台風18号)

流出計算モデルでは水位上昇部で予測雨量誤差の発生により波形にズレが発生しているが、予測雨量を用いないNNモデルでは立ち上がりの波形の精度がよい結果となった。これは、NNモデル構築時に水位上昇部の波形評価(基準水位到達予測時刻と実際に到達した時刻の差)を取り入れ、意図的にモデル定数を設定した効果といえる。

その結果、2手法併用によって、実績水位と予測水位で全体的な波形やピーク付近の水位の上昇傾向が概ね一致している。特に、水防や避難行動判断で重要となる水位上昇部での精度は改善されている。なお、予測雨量は降水ナウキャスト(～1h先)と降水短時間予報(1h～3h先)を利用した。予測手法別による予測余裕時間の評価結果を**表-1**に示す。2手法を併用することで、基準水位までの予測余裕時間も概ね2～3時間程度を確保できる結果となった。また、氾濫注意水位を超過した5洪水を対象にNNモデルによって予測余裕時間を評価した結果を**図-15**に示す。水防団待機水位、氾濫注意水位ともに2～6時間の予測余裕時間を確保できており、NNモデルで初動体制の余裕時間確保の可能性を示した。

６．まとめ

猪名川洪水予測システムでは流出計算モデル（分布型流出モデル）の入力値に予測レーダ雨量を用いているが、実運用結果の検証では水位上昇部の予測雨量の誤差が大きく、その結果、水位予測において水位上昇部やピーク生起時刻の遅れが大きくなり、洪水予報としては課題があった。そこで、洪水予測の本来の目的である「いつ行動を起こすべきか」に寄与する情報を精度良く提供することに主眼をおき検討を進めた。このため、あえて流出計算モデルのみに頼らず、ニューラルネットワークモデルを適用し、予測雨量を用いずに観測雨量・水位のみから水位を予測する手法を検討した。その結果、得られた知見は次の通りである。

①ニューラルネットワークモデルの利用について、入力層・中間層・出力層の設計、水位上昇部の再現といった予測目的を踏まえた学習プロセス設計や入力データ選択が精度確保に効果的であることを示した。

表-1　予測余裕時間の評価

	基準水位	予測手法	予測実施時刻 ①	実水位到達時刻 ②	予測余裕時間 ②-①
2013年(H25年) 台風18号	水防団待機水位	流出計算	9/15 19:30	9/15 21:40	2:10
		NNモデル	9/15 18:00	9/15 21:40	3:40
		2手法併用	9/15 18:00	9/15 21:40	3:40
	氾濫注意水位	流出計算	9/15 23:00	9/16 0:20	1:20
		NNモデル	9/15 22:20	9/16 0:20	2:00
		2手法併用	9/15 22:20	9/16 0:20	2:00

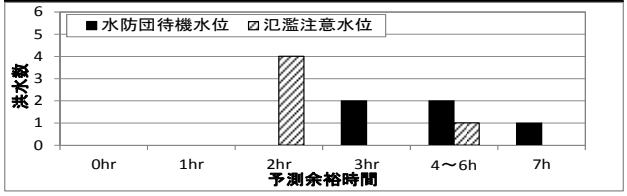


図-15　NNモデルによる予測余裕時間(1時間単位の評価)

②ニューラルネットワークモデルの適用により、上流域の雨量・水位・ダム諸量の実績値のみを利用して概ね2～3時間先まで予測できる可能性を示した。

③流出計算モデルにおいて予測雨量誤差の大きい水位上昇部で発生する誤差をニューラルネットワークモデルで補完するシステム構成とすることで、水位上昇部で安定した予測精度を確保でき、かつバックアップシステムとして機能することを示した。

７．今後の展望

(1)2手法選択ルールの改善

水位上昇部の予測では、特徴の異なる 2 手法併用による情報の2重化により、各々のモデルで発生する誤差への相互補完を目指した。現時点では、2 手法の予測値のうち安全側となる予測値を採用した。

今後は、実運用により 2 手法の予測誤差傾向を分析する事によって適材適所の手法利用を検討して更なる予測精度の向上を図ることが期待できる。また、NN モデルは、適切な時期に学習データの追加を行い、新しい洪水波形にも対応させるための定数の更新が必要である。

(2)NN モデル定数の評価・改善

流出計算モデルで水位上昇部の予測雨量・水位が過小評価されることに対して、NN モデルでは水位上昇部の予測精度に着目した定数を設定した。これは、予測雨量精度が向上するまでの暫定的な対応であり、今後、予測雨量の精度検証を行い、NN モデルも評価・改善が必要となる。

(3)未経験洪水への対応

水位上昇部の予測精度向上を目的に構築したモデルのため、NNモデルでは、大規模洪水での予測に課題が残る。**図-16**に示すような洪水規模に応じてモデルを構築し、水位や水位上昇量等を判定基準としたモデル切り替えによる運用によって精度向上も期待できる。

謝辞：本論文の作成にあたり技術的な支援と発表する機会を与えて頂きました、国土交通省近畿地方整備局猪名川河川事務所の方々に厚く御礼申し上げます。

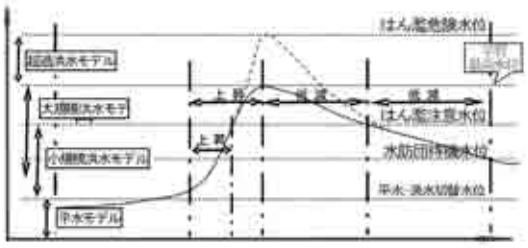


図-16　洪水規模別に切り替えるモデルイメージ

多機能型排水性舗装（FFP）施工による事故件数低減等の効果について

中谷　昌之[1]　・　宮崎　幸雄[2]

1.近畿地方整備局　淀川河川事務所　沿川整備課　〒573-1191大阪府枚方市新町2-2-10

2.近畿地方整備局　奈良国道事務所　奈良維持出張所　〒630-8031 奈良県奈良市柏木町386-3

国道25号名阪国道は、奈良県北部を東西に横断して大阪と名古屋を最短距離で結ぶ大動脈であり、交通量も多く事故が多発している。これまでもすべり止め舗装等の事故防止対策を行って一定の効果は得られているところであるが今回、天理東IC～福住IC間の通称『Ωカーブ』区間において多機能型排水性舗装FFPを採用したことによる事故件数低減や凍結抑制効果、コストダウン，耐久性向上について述べる。

キーワード　事故防止対策，コストダウン，耐久性向上，縦溝粗面，凍結抑制効果

1. はじめに

国道25号のバイパスである名阪国道は、奈良県北部を東西に横断して西名阪自動車道と東名阪自動車道に接続することで大阪と名古屋を最短距離で結び、名神高速道路の代替機能を持つ自動車専用道路である。また、平均交通量約54,000台/日（大型車混入率40%）と交通量が多く、2005年の自動車専用道路10km当り事故発生件数において、全国でワースト1となっている。そして、冬季は降雪や路面の凍結が多く、積雪による通行規制も行われている。（図-1参照）

図-1　名阪国道位置図

この名阪国道において、天理東IC～福住IC間（図-2）にスリップによる事故が多発する、通称「Ωカーブ」と呼ばれる急カーブ区間がある。Ωカーブでは、これまでも事故防止対策としてポーラスアスファルト舗装（以下、排水性舗装）をベースとしたすべり止め舗装を採用して対策を講じてきたところである。

図-2　天理東IC間～福住ICΩカーブ箇所

さらなる対策として、他の自動車道で事故対策舗装として実績のあったフル・ファンクション・ペーブ（以下、FFP）をΩカーブで試験的に導入し、事故低減への効果と耐久性について検証を行うこととした。

FFPとは、メカニズムを改良したアスファルトフィニッシャを用いる施工により縦溝粗面を形成し（**写真-1**参照）、これによりすべり抵抗や運転手の視認性向上が期待できる多機能型排水性舗装である。専用のアスファル

トフィニッシャを使用して混合物の敷均しを行うものの、転圧作業は一般的な舗装で使用されるマカダムローラやタイヤローラによって施工でき、特別な作業は必要としないために施工性は一般的な舗装と同等である。

また、同様に溝が形成されるグルービング工法（幅6～9mm、深さ4～6mmの溝を40～60mm間隔で用いることが多い）は縦断方向に溝を切ると二輪車の走行安全性に懸念があるが、FFPはタイヤ幅の狭い競技用自転車による大会でも縦溝が影響したハンドル操作の不具合や転倒の事故はみられず、二輪車の走行における支障は皆無である。

写真-1　専用フィニッシャによる敷均し状況例

本報告は、上記FFPを採用したことによる、事故件数低減効果や路面性状を含めた耐久性を検証した結果について述べるものである。

2. ＦＦＰの概要

FFP は、混合物一層の施工により、表面水を滞留させにくくする機能を持つ縦溝粗面仕上げと、下部に砕石マスチックアスファルト混合物と同等の防水性機能とを併せ持つことができる舗装である（図-3 参照）。

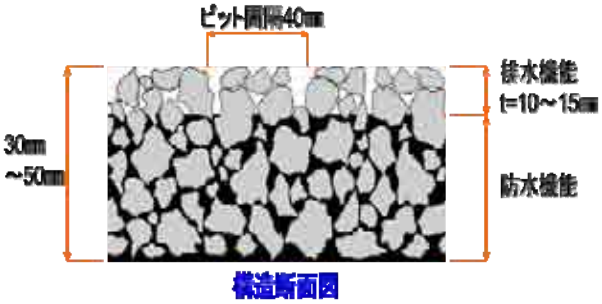


図-3　FFP 層構造図

FFP には、以下の特長がある。

①一層で排水性機能と防水性機能を併せ持つ。

②専用のアスファルトフィニッシャの施工により、縦溝粗面に仕上がる（写真-2 参照）。

③排水性機能によるハイドロプレーニング等の抑制により、走行時の安全性向上が図れる。

④下部の防水性機能により散布された凍結防止剤が外部へ流出しにくく、また、縦溝粗面に凍結防止剤が留まるために凍結抑制機能の持続性が高い。

⑤防水性機能を有するため、積雪寒冷地域における排水性舗装で起きているような、空隙内の水分が凍結することによる破損を抑制できる。

⑥高性能改質アスファルトの使用や層構造の効果により、耐流動性と骨材飛散抵抗性に優れる。

⑦縦溝粗面仕上げにより浮き水が発生しにくくなるので、ブラックアイスバーンが抑制できる。

⑧縦溝粗面効果により、昼夜における走行時の視認性が向上する。

⑨縦溝粗面効果により、密粒度タイプの舗装に比べてタイヤ/路面騒音が低減する。

写真-2　縦溝粗面仕上げの例

このような特長から、寒冷地域の冬期路面対策が必要な幹線道路、並びに坂道や曲線部などですべり抵抗性が求められる道路、橋面舗装の表層等への使用に適すとされている。

3. 名阪国道でのFFP施工事例

写真-3　スリップ事故の例

名阪国道の通称Ωカーブでは写真-3に示すようなスリップによる事故が多発しており、この対策として排水性舗装の表面に樹脂骨材を擦り込むすべり止め舗装が採用されてきた（写真-4参照）。

写真-4　すべり止め舗装の施工例

従来の対策では、表層施工後にすべり止め施工を行うことから規制日数の延長を強いられ、写真-5に示すような工事規制内への一般車両の誤進入する事故も多く、所轄の高速警察隊からも規制日数を減らすよう指導もされていた。

写真-5　規制内進入事故例

また、この対策において、施工直後は事故件数の減少は見られるもののその効果は持続せず、さらに、コストが高いことや耐久性の面、また気象条件による施工性においても難がみられた。

このため、①事故件数の減少，②コストダウン，③耐久性向上の3点を目的とし、すべり止め舗装の代替となる事故防止対策が望まれていた。

そこで、他の自動車道で事故件数減少の実績があり、施工の規制が複数回必要なすべり止め舗装に対して施工時の1回のみで対応できるFFPを、試験的に導入することとした。

名阪国道におけるFFPの施工は、図-1に示す大道カーブと米谷カーブで行われており、それぞれの施工概要を以下に示す。

○米谷カーブ（下り90.25KP～90.337KP）

施 工 日：2014年9月8日、9月9日

施工面積：714㎡

施工厚さ：t=50㎜（切削オーバーレイ）

○大道カーブ（下り90.9KP～91.29KP）

施 工 日：2015年12月8日～12月12日

施工面積：2,883㎡

施工厚さ：t=50㎜（切削オーバーレイ）

上記の通り、名阪国道でのFFP施工は、まず米谷カーブにおいて行われた。

写真-6に示す通り、施工直後の路面はFFPの特長である縦溝粗面で仕上がっており、施工は良好であった。

写真-6　FFP施工直後路面状況（米谷カーブ）

この米谷カーブでの施工直後における路面性状の確認を行う際、比較のためにすべり止め舗装と排水性舗装でも同じ試験を実施した。その結果を、表-1に示す。

表-1　米谷カーブ施工直後路面性状試験結果

測定路面	浸透水量（ml）	BPN_{20}
FFP（施工直後）	1,224	79
すべり止め舗装（施工1ヶ月後）	1,255	65
排水性舗装	1,284	62
FFP社内基準値（施工直後）	800以上	60以上

表-1より、各舗装の浸透水量は概ね同等の浸透水量であったことに対し、すべり抵抗値BPN_{20}では他の舗装に比べてFFPの優位性が見られる。

また、すべり止め舗装はこの測定の際に施工後1ヶ月を経過していたが、すべり抵抗値BPN_{20}が排水性舗装と同等の数値であることから、このすべり止め舗装のすべり止め効果に関する耐久性は低いと思われた。

そこで、FFP路面について施工1年後の性状を確認したところ、表-2の通りであった。

表-2　米谷カーブFFP路面性状試験追跡調査結果

測定路面	浸透水量（ml）	BPN_{20}
施工直後	1,224	79
施工1年後	923	85
FFP基準値（施工直後）	800以上	60以上

表-2より、FFPは供用後1年経過しても浸透水量の基準値（寒冷地の排水性舗装と同等の浸透水量）を満足していた。また、すべり抵抗値BPN_{20}も施工直後と同等以上の数値を維持しており、上記の通りすべり止め舗装が供用1ヶ月後に排水性舗装と同等のすべり抵抗値であったことを考えると、すべり止め舗装に比べてFFP路面はすべり止め効果の耐久性が高いといえる。

さらに、米谷カーブでは2014年1月～8月にかけて3件の事故が発生していたが、2014年9月のFFP施工以降は事故件数が0と事故が発生していない。また、表-3に示す通り、隣接するすべり止め舗装工区において事故が発生

しているが、FFP工区には発生していない。これらの結果から、スリップ事故抑制に効果があることが分かった。

表-3　米谷カーブ（下り）交通事故発生件数

KP	舗装種	2015年 1月～11月
90.0	すべり止め舗装	1
90.1		0
90.2		1
90.3	FFP	0

これら米谷カーブでの事故件数減少の効果が高く、路面性状を維持できていることを受け、2015年12月に下り線の大道カーブにおいてもFFPの施工を行った。

大道カーブにおける施工直後の路面も米谷カーブ同様に縦溝が認識できる粗面仕上げとなっており（写真-7参照）、施工直後の路面性状も基準値を満足する良好な施工であった。路面性状試験結果は、表-4に示す。

写真-7　FFP施工直後路面状況（大道カーブ）

表-4　大道カーブ施工直後路面性状試験結果

測定路面	路面の粗さ MPD （mm）	浸透水量 （ml）	BPN_{20}	平たん性 σ （mm）
下り線走行	1.74	1,410	82	0.97
下り線追越	1.49	1,363	75	1.00
FFP基準値 （施工直後）	1.2以上	800以上	60以上	2.4以下

そして、FFP施工前後の大道カーブ（下り）の交通事故発生状況は表-5の通りであり、FFP施工以降に交通事故が発生していないことを考えると、FFPの適用は事故防止対策に効果があるといえる。

表-5　大道カーブ（下り）交通事故発生件数

KP	2015年 1月～11月	FFP施工以降 2015年12月 ～2016年4月
90.9	1	0
91.0	17	0
91.1	9	0
91.2	3	0

なお、凍結抑制効果の検証については、今冬における積雪が見られなかったため、他の道路における事例で示す。

写真-8　路面露出状況

写真-8に示す、左側車線（上り線）が比較舗装としてのすべり止め舗装、右側車線（下り線）がFFPである。写真から判断すると、比較舗装には積雪があることに対し、FFPの路面がはっきりと露出していることが判る。

また、粗面系凍結抑制舗装は路面の凹凸を確保してすべり抵抗の改善を図る工法であることから、FFPは粗面系凍結抑制舗装の効果を発揮しているといえる。

4. おわりに

事故多発区間であったΩカーブにおいて、2014年9月施工の米谷カーブ、2015年12月施工の大道カーブにおけるFFP施工後、現在まで事故発生件数0という結果が得られ、事故抑制に有効な工法であることが言える。また従前のすべり止め舗装は表層施工後に表面処理の工程が必要であり、表層一回施工のFFPは規制回数減少によるコスト低減や施工性の面でも有利である。

そして、1～2年ですべり止め効果が減少する従前舗装に比べ、今冬の積雪は無かったものの、FFPは表面劣化やすべり抵抗の低下も無く、耐久性が高いことが確認できた。

これは修繕回数の低減にも繋がり、メンテナンスコスト低減に対しても有効である。今後、さらに事故減少の効果や耐久性について継続的に検証していきたい。

高輝度かつ持続的に視認可能な矢羽根型路面表示の提案について

今井　貴大[1]

[1]京都市　建設局　自転車政策推進室（〒604-8571 京都市中京区寺町通御池上る上本能寺前町488）

自転車の走行空間を示す矢羽根型路面表示の色彩は青色系を基本とするという提言が国から示されたが，本市では景観にも配慮しベンガラ色での整備を行うこととしている。視認性の向上を検討するため，様々なガラスビーズを散布した矢羽根型路面表示を複数設置し，様々な条件下で，輝度値等の路面表示特性の把握及び目視による観察を行うことで，視認性のより高い素材を検討した。検討後，最も視認性の高かった素材に加え，時間経過により路面表示の摩耗が進行しても，高視認な状態が持続するよう新たに開発した素材を組み合わせた矢羽根型路面表示を考案した。考案した路面表示を道路上に設置し，その特性を効果検証することで，高輝度かつ持続的に視認可能な矢羽根型路面表示を提案する。

キーワード　自転車，矢羽根型路面表示，ガラスビーズ

1. はじめに

平成２４年１１月に国土交通省及び警察庁が「安全で快適な自転車利用環境創出ガイドライン」を取りまとめた。その中で，自転車は車両であり，車道を走行することが大原則であるという考えに基づき，車道走行を基本とした自転車の走行環境整備を行うことが提示された[1]。

本市でも，平成２７年３月に策定した「京都・新自転車計画」に基づき，重点地区（付録参照）から順に自転車の走行環境整備を実施することとしており，平成２８年度に京都市内で統一した整備を行うためのマニュアルとなる「京都市自転車走行環境整備ガイドライン」を策定予定である。整備方針としては，自転車の車道左側走行を促進するために，車道の左側に矢羽根型路面表示を設置することを検討している。

なお，現在国のほうでは，「安全で快適な自転車利用環境創出ガイドライン」の見直しが行われており，「安全で快適な自転車利用環境創出の促進に関する検討委員会」において，矢羽根型路面表示の色彩は青色系を基本とするという提言が示されたが，本市では「京＜みやこ＞のみちデザイン指針」に基づき，景観にも配慮したベンガラ色での整備を行うこととしている[2]。

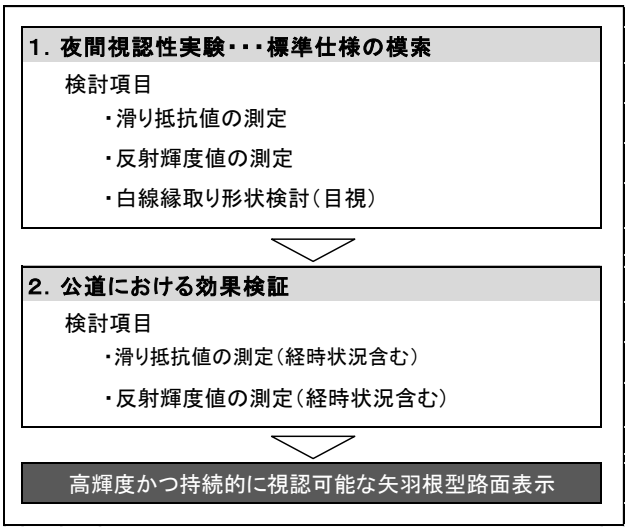
ただし，ベンガラ色での整備を行うこととなると，青色での整備よりも視認性が低下，特に夜間及び雨天時は著しく視認性が低下することから，視認性を高める方法について工夫する必要がある。

また，道路上に設置後，時間経過すると，車両の通行等によって，路面表示が摩耗することが懸念される。持続的に視認性を確保するためには，路面表示素材の改良が求められる。

本論文では，車道を走行する自転車の安全を確保するため，様々なガラスビーズを散布した矢羽根型路面表示を複数設置する実験を行うことで，夜間及び雨天時においてもはっきりと視認できる矢羽根型路面表示の検討を行う。

加えて，時間経過による路面表示の摩耗が進行した際にも，持続的に視認可能な矢羽根型路面表示を考案する。考案後，実際の道路上に設置し，その特性を効果検証することで，高輝度かつ持続的に視認可能な矢羽根型路面表示について検討するものである（**表-1** フロー参照）。

表-1　フロー



2． 実験概要

京都市役所の敷地内通路に，性能が異なるガラスビーズの散布を行ったもの（5パターン）に，夜間視認性向上策として白線縁取り（5パターン）を組み合わせた合計25個の矢羽根型路面表示を設置した。
（設置状況：**図-1**，路面表示仕様：**表-2**）

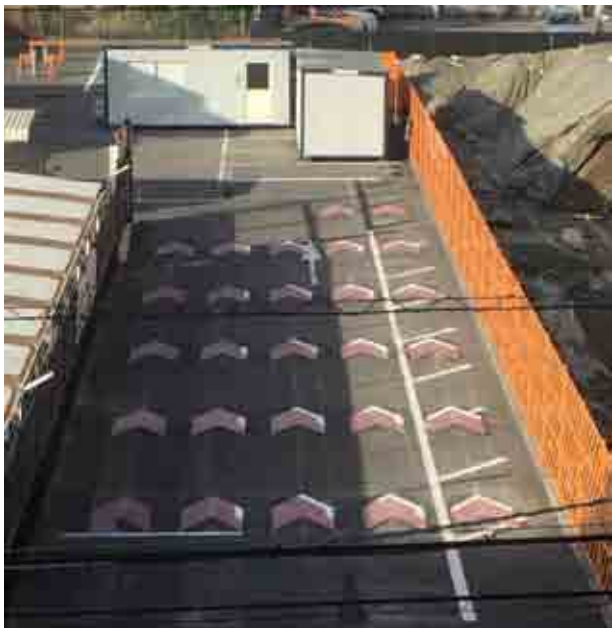


図-1 設置状況

(1) 路面表示特性検証

設置した矢羽根型路面表示について，滑り抵抗値及び反射輝度の測定を行う。

a) 滑り抵抗値（測定機器は**図-2**参照）

振子の先に付いているゴム片が路面を摩擦する前後の振子の振り下げるときと振り上がるときの運動エネルギーの差を振子の振り上がり角度で読み取る方法であり，この方法で得られる滑り抵抗値は BPN と呼ばれており，BPN 値が大きいほど，滑りにくい路面状態であるといえる。

b) 反射輝度値（測定機器は**図-3**参照）

車のヘッドライトに相当するものを投光器で，運転者の目に相当するものを受光器に置き換え実際の状態を再現する方法である。反射輝度値が大きいほど，夜間及び雨天時の視認性が優れているといえる。

図-2 ポータブル・スキッド・レジスタンス・テスター（左）
図-3 反射輝度測定器（右）

表-2 矢羽根型路面表示仕様

群	供試体番号	散布材パターン	路面表示断面
A	1～5	着色ビーズ（ベンガラ色）	散布層：着色ビーズ（ベンガラ色） ベース部：高輝度ビーズ，3種1号 JISビーズ 路面：硬質骨材
B	6～10	高輝度ビーズ（粒径：大）	散布層：高輝度ビーズ（粒径：大） ベース部：高輝度ビーズ，3種1号 JISビーズ 路面：硬質骨材
C	11～15	高輝度ビーズ（粒径：標準）	散布層：高輝度ビーズ（粒径：標準） ベース部：高輝度ビーズ，3種1号 JISビーズ 路面：硬質骨材
D	16～20	3種1号 JISビーズ	散布層：3種1号 JISビーズ ベース部：3種1号 JISビーズ 路面
E	21～25	3種1号 JISビーズ＋骨材（シリカ）	散布層：3種1号 JISビーズ，硬質骨材 ベース部：高輝度ビーズ，3種1号 JISビーズ 路面：硬質骨材

(2) 目視による観察

夜間及び雨天時において，車のヘッドライトを矢羽根型路面表示各列の後方５ｍから照射し，再帰反射による視認性の違いを目視で観察（図-4）を行い，視認性が高い矢羽根型路面表示及び適切な白色縁取りの入れ方について検討を行う。

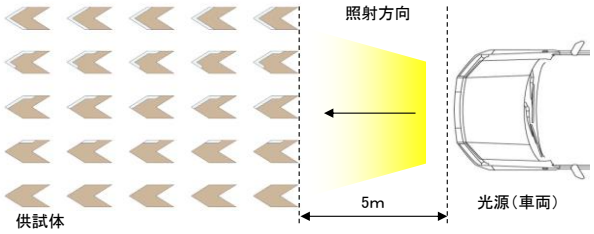


図-4　観察状況（夜間及び雨天時）

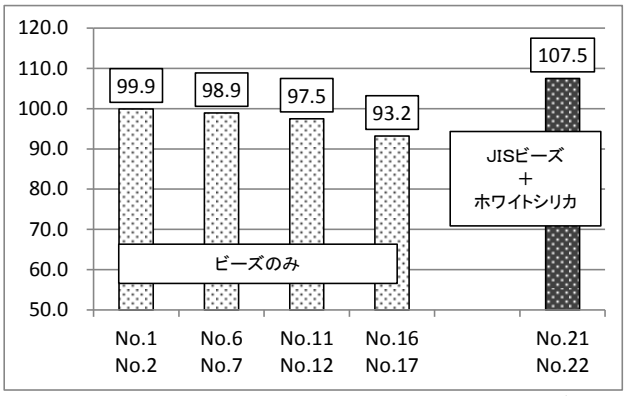


図-5　乾燥時の BPN 値　（単位：mcd/lx・m2）

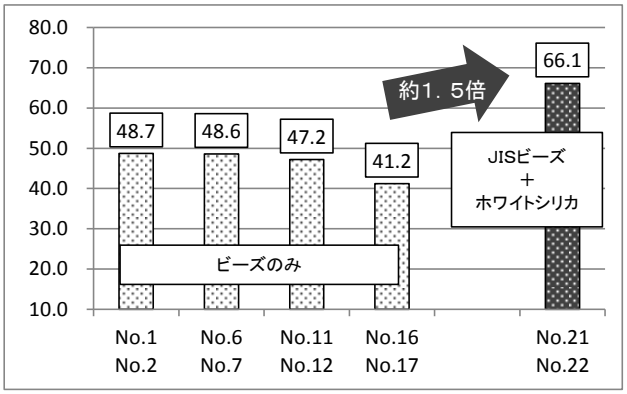


図-6　湿潤時の BPN 値　（単位：mcd/lx・m2）

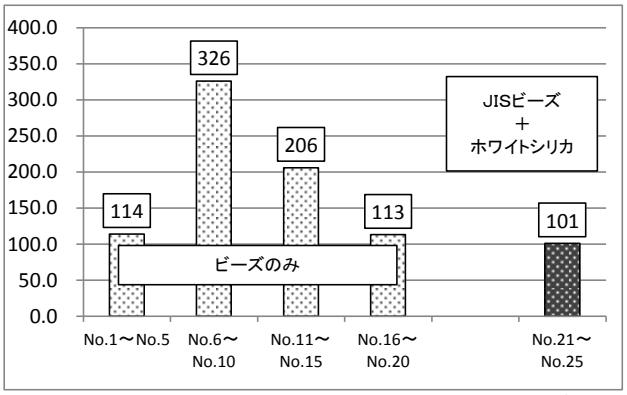


図-7　乾燥時の反射輝度値　（単位：mcd/lx・m2）

３．　実験結果及び考察

(1) 路面表示特性検証

a) 実験結果

図-5 及び図-6 において，乾燥時では散布ビーズの違いによる BPN 値の差は小さいが，雨天時の滑り易い湿潤状態においては，骨材であるホワイトシリカが散布されている矢羽根型路面表示の BPN 値が高い結果となり，滑り難くするために骨材を散布する事が有効である事が分かる。

図-7 において，高輝度ガラスビーズを散布した供試体 No.6～No.15 のベンガラ色部において，矢羽根型路面表示の反射輝度値が高くなり，中でも No.6～No.10 の「高輝度ビーズ（粒径大）」が特に高い値を示した。

骨材（ホワイトシリカ）を混ぜて散布している箇所の No.21～No25 は，施工面に対するビーズの量が少なくなる為，ビーズのみの散布箇所と比較し視認性が下がる。

b) 考察

雨上がり時（雨天時含む）において，自転車がスリップしないよう自転車の安全確保をするためには，路面表示の表面に骨材（ホワイトシリカ）を散布することに加えて，矢羽根型路面表示の更なる視認性向上を図るためには，路面表示の表面に高輝度ビーズ（粒径大）を使用することが効果的であることが立証された。

(2) 目視による観察

a) 実験結果

図-8 及び図-9 において，いずれの場合も，目視により，供試体 No.6～No.10 が視認性が最も高いという結果が得られた。これは，図-7 に示した反射輝度値の大きさとも合致する結果であり，その妥当性が示された。

また，図-10 に夜間晴天時にクルマのヘッドライトに相当する投光機を照射した矢羽根型路面表示を側方から観察した様子を示した。自転車は交差点部の事故が最も多いという観点から，側方から観察したときの見え方を検討することは意義がある。側方からの目視による視認性においても，供試体 No.6～No.10 は視認性が高いことが確認された。

さらに，矢羽根型路面表示の白線縁取り形状を変化させて，夜間の視認性向上に寄与する入れ方を検証したが当初の想定よりもガラスビーズによる視認性向上が認められたことから，白線の形状は最もシンプルかつ，自転車の走行空間の線形をより明確にする効果が期待される直線型とする。これは，前述した「安全で快適な自転車利用環境創出の促進に関する検討委員会」で示された視認性向上策とも合致するものである。

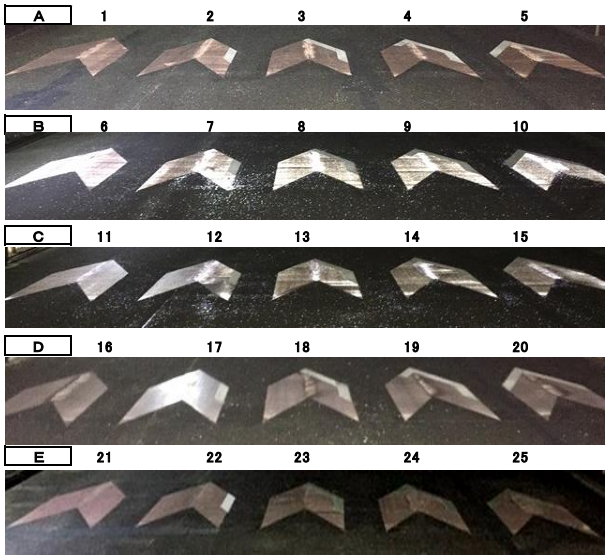


図-8　再帰反射状況（晴天時）

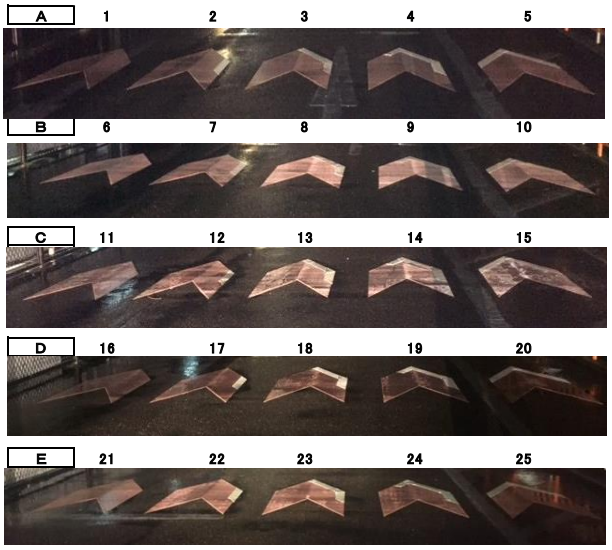


図-9　再帰反射状況（雨天時）

b) 考察

夜間晴天時及び雨天時の条件下で，供試体No. 6～No. 10の視認性が最も高くなった。

全体的に再帰反射性が低い他のJISビーズでは，粒径が小さく，滞留水の周囲の表面張力が高くなることで水膜が厚くなり，光の透過を遮ることで，再帰反射性能が大幅に低下している。

これに対して，供試体No. 6～No. 10のガラスビーズにおいては，粒径が大きいため，表面の水膜が薄くなり，再帰反射性能に及ぼす水の影響が小さくなる傾向があると考えられる。

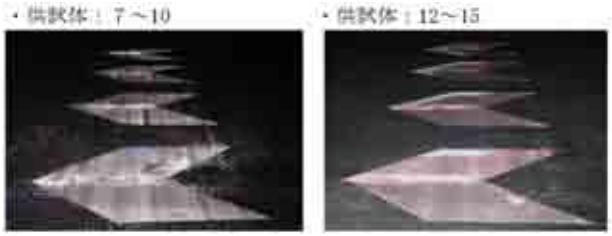


図-10　再帰反射状況（側方）

4．実用化に向けての課題と提案

これまで，夜間時及び雨天時における矢羽根型路面表示の視認性をより高める素材について，各種タイプの路面表示を比較検討してきた。

ただし，これを実際の道路上で使用するとなると，車両の通行等によって表面に散布されたガラスビーズの大半が離脱し，再帰反射性能（視認性）が低下する。離脱後の視認性は，ベース部（塗料層）の性能（ビーズの種類や含有量）に影響を受ける為，より高視認を求めるのであれば，既存品の改良が必要である。

本実験で最も視認性の高かった供試体No. 6～No. 10において，表面の高輝度ガラスビーズが離脱すると，ベース部（塗料層）から高輝度ガラスビーズとJISガラスビーズが混在した部分が露出する。そこで，ベース部中のガラスビーズの全てを高輝度ガラスビーズにすると，より視認性向上が実現できる可能性がある。

これを踏まえ，**図-11**に示すような，散布層には視認性実験による検討で高い視認性が得られた高輝度（粒径大）ビーズ（滑り止め効果も付与するため骨材も含む）を散布し，ベース部には高輝度ガラスビーズのみを使用する。また，白線縁取り形状について，国が実施した専門家を交えての夜間の視認性向上策検討による「白線の長さは，より長いほうが安心感がある」という結果を踏まえ，白線の長さを矢羽根の一辺の2/3の長さとしたものを使用する[3]。

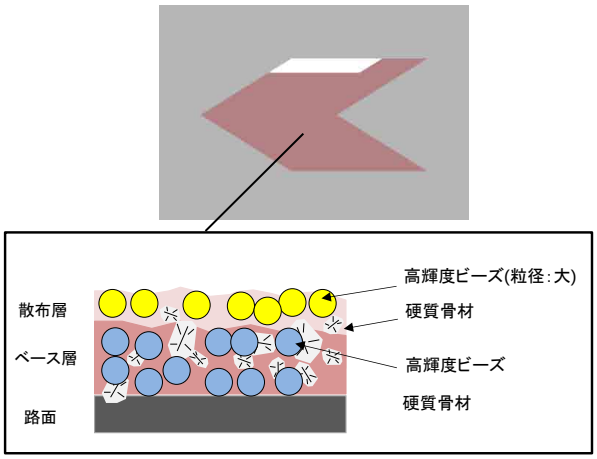


図-11　提案素材断面図

５． 自転車走行空間実証実験への適用

本市では，京都市内で統一した整備を行うためのマニュアルとなる「京都市自転車走行環境整備ガイドライン」の策定にあたり，学識経験者等からなる部会で，道路形態に応じた整備方法について検討を重ねてきた。検討した整備方法に基づき，矢羽根型路面表示や自転車マーク等を設置することで，自転車等の通行状態を検証する「自転車走行空間実証実験」を行った（**表-3** 参照）。本実験では，前章で提案した素材により，矢羽根型路面表示の設置を行った（**図-12，13** 参照）。

実証実験後，滑り抵抗値及び反射輝度値を経年状況も含めた測定を行った結果が**図-14，15** である。

表-3 実証実験概要

自転車走行空間実証実験 概要	
実施場所	河原町丸太町交差点を中心とした半径約150mのエリア（幹線道路及び生活道路）
実施期間	2016年1月22日（金）～2016年2月29日（月）
整備内容	自転車の車道左側走行を促進するため，矢羽根型路面表示や自転車マーク等を車道左側端に設置
検証項目	車道走行率，車道順走率など

図-12 実証実験状況（幹線道路）

図-13 実証実験状況（生活道路）

(1) 滑り抵抗値

図-14によると，施工直後は表面に散布した骨材（ホワイトシリカ）の影響により，所要の性能を確保できている。（溶融型塗料(一般品)BPN値40～50を上回っている[4]。）

また，四ヵ月後の調査では，施工初期よりもBPN値の上昇が見られる。これは，表面に散布した高輝度ガラスビーズと骨材（ホワイトシリカ）が経時の摩耗により離脱した後，ベース部（塗料層）内の骨材が表面に出現し，滑り抵抗値の向上に寄与していることが考えられる。更に時間経過した際に，どのような値を示すのかは今後の検証により確認する必要がある。

(2) 反射輝度値

図-15によると，施工直後は高い反射輝度値を示しているが，四ヵ月後の調査では，車両の通行等によって表面に散布されたガラスビーズの大半が離脱しており，反射輝度値の低下が見られる。ただし，四ヵ月が経過しても，夜間視認性実験時（E群）と比較して，反射輝度値がかなり高い値を示している。反射輝度値を持続させるため，ベース塗料に高輝度ビーズを高い割合で混入させており，路面表示自体が消滅するまで所要の反射輝度値を持続できるものと推察する。反射輝度値についても，引き続き経過観察を行う予定としている。

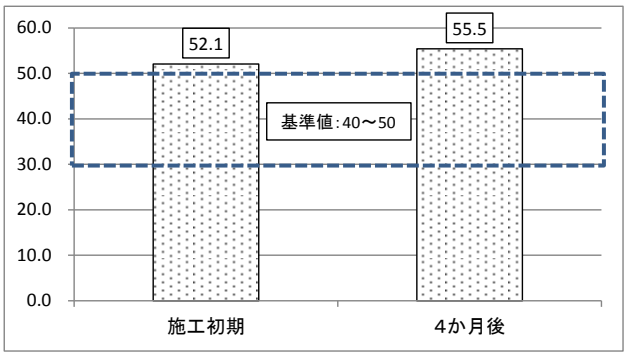


図-14 湿潤時のBPN値 （単位：mcd/lx・m2）

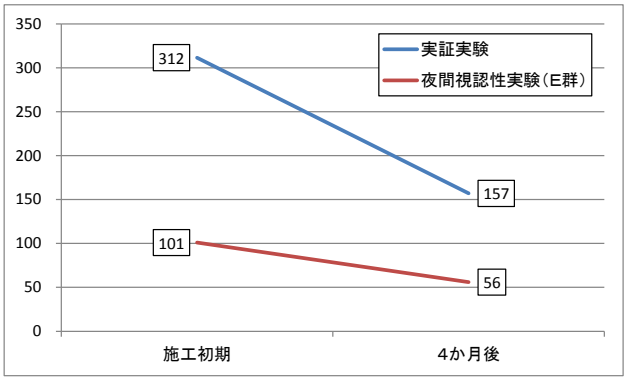


図-15 乾燥時の反射輝度値 （単位：mcd/lx・m2）

６． 将来の展望

本論文では，夜間や雨天時でも視認可能であり，経年による急激な視認性の低下が起こらず，持続的に矢羽根型路面表示が視認できる素材の検討を行ってきた。車両等が通行する実際の道路空間にも使用し，その効果を検証し，ベンガラ色の視認性の低さを補い，一定の効果は得られた。しかしながら，今回使用したガラスビーズという素材は，車のヘッドライトが当たると，光を反射し視認性を向上させるものであり，光量が無いまたは光量が弱い環境下では，その効果は限定的であることは明白である。

そこで，将来的には，段差が生じない埋め込み式の自発光型道路鋲を用いて視認性を向上させるということも検討すべきである。コストの問題等があり全ての箇所では困難であるが，車道を走る自転車の安全性を速やかに向上させる必要がある箇所については，その効果は大きいと考えている。図-16，17に参考図を示しているが，様々な条件下において，自動車から自転車の走行場所の存在が確認でき，本市が提唱する自転車走行環境の「みえる化」にも貢献が期待される。

本市では，今後も車道を走る自転車の安全を確保するために，ハード及びソフトによる様々な手法を用いて，市民の安心・安全に繋がる自転車政策を進めていきたいと考えている。

図-16　自発光道路鋲

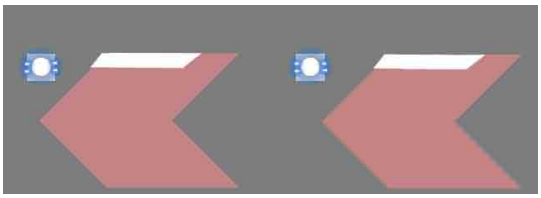


図-17　自発光道路鋲設置イメージ

謝辞：総合調査設計株式会社においては，実験の各段階でのアドバイスや情報提供いただきました。更に，視認性実験時には多大なご協力をいただいた積水樹脂株式会社のご担当者の皆様に感謝いたします。

付録

京都・新自転車計画における重点地区

参考文献

1）国土交通省・警察庁：安全で快適な自転車利用環境創出ガイドライン，平成24年11月
2）安全で快適な自転車利用環境創出の促進に関する検討委員会：「自転車ネットワーク計画策定の早期進展」と「安全な自転車通行空間の早期確保」に向けた提言，平成28年3月
3）大宮国道事務所：国道１７号自転車通行空間整備専門家による技術的アドバイス実施概要
4）路面標示材料，路面標示材協会，5版，平成20年12月発行　P171

八鹿日高道路三谷トンネル(南側)工事におけるトンネル掘削の生産性向上

下德　直毅[1]・大西　勝[2]

[1]清水建設（株）　神戸支店　土木部　（〒651-0086兵庫県神戸市中央区磯上通4丁目1-13）

[2]清水建設（株）　神戸支店　土木部　（〒651-0086兵庫県神戸市中央区磯上通4丁目1-13）.

三谷トンネル(南側)工事では，近隣への配慮よりずり出し方式を連続ベルトコンベヤとしたが，早期開通に向けて効率の良いトンネル掘削サイクルの改善が求められた．また，複数の断層破砕帯の出現が予測され、その正確な位置および性状の把握と適切な支保の選択が課題であった．そこで，Sーマックシステムおよび**TSP303**と水平調査ボーリングの組合せによる切羽前方探査の導入により，トンネル掘削の生産性を向上し早期到達を達成することができた．

キーワード　トンネル掘削，生産性の向上，急速ずり処理，切羽前方探査，断層破砕帯

1. はじめに

近年の山岳トンネル工事では，社会的要請のなかで計画から設計および工事発注までのスピードが速くなると同時に，様々な制約条件下での施工と早期の供用開始が強く求められている．トンネル施工では，当初設計と異なる地質構造や事象に遭遇するリスクがある中で，昼夜の掘削作業は切羽に集約されており，施工速度の改善は難しいものとなっている．トンネル施工の生産性を向上させるためには，順調に掘削できるときに最大限の進捗を生み出すとともに，不良地山の出現区間を早期に予測して適切な施工を行うことで，切羽崩落などの工程遅延の要因を取り除くことが重要となる．

本稿では，八鹿日高道路三谷トンネル(南側)工事にて実施した，ずり出し作業の効率化を図るＳーマックシステム(Speedy Mucking System)の開発と導入結果，および切羽前方の地山を効率よく三次元把握した，TSP(Tunnel Seismic Prediction)探査と先進コアボーリングの組み合わせによる切羽前方探査について報告する．

2. Ｓーマックシステムの開発

一般的な発破掘削の施工サイクルを**図-1**に示す．ずり出し作業と，一次吹付けから支保工の建込みおよび二次吹付けまでの支保作業が，それぞれ全体の約30%を占め，トンネル掘進を支配する大きな要素であることがわかる．

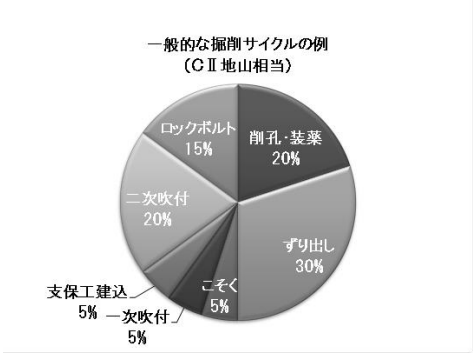


図-1　一般的な掘削サイクルの例

掘削サイクルタイムを短縮するためには，ずり出し作業を短縮し，次工程の支保作業をどれだけ早く開始できるかがポイントとなる．地山等級ＣⅡ以上の良好地山では，掘削方式に発破掘削が適用される場合が多いが，発破掘削では，機械掘削とは異なり発破の合図とともに一時的に大量のずりが発生する．ずり出し作業全体にかかる時間は，一進行長あたりの掘削体積量にほぼ比例し，配備された機械設備に依存している．

(1) 概念設計

近年のトンネル施工では，ずり出しに連続ベルトコンベヤ方式を採用する現場が増えている．この方式は，大量のずりを連続的に運搬できるとともに，タイヤ方式に比べて運搬車両の往復走行がないことで，トンネル特有の細長い作業空間では，作業の安全性が向上し，坑内大気や路盤などの坑内環境を良好に維持しやすくなる．一方，この設備を施工途中から変更することは，費用が大

きくかさむため，この点では柔軟性に乏しい設備といえる．そこで，連続ベルトコンベヤ方式によるずり出し設備においても，地山状況の変化に適宜対応できる効率の良い，急速ずり処理方法の開発を行うこととした．

開発の基本方針を次の様に定めた．①配備されている機械設備の能力を最大限に利用し，より効率よく稼働させる．②地山状況に応じて，ずり処理が柔軟に対応できるシステムとする．②システムの導入によって発生する安全上のリスクは確実に排除する．④開発システムは，過大な設備や大型化をさけてコストアップを抑制する．

連続ベルトコンベヤ方式での標準的な機械編成を**図-2**に示す．自走式クラッシャ（処理能力300t/h）と連続ベルトコンベヤ（250t/h，ベルト幅610mm）を組み合わせ，サイドダンプ式ホイールローダ（バケット容量3.1m^3）で切羽下のずりを掻き集めてクラッシャに積み込むものである．

連続ベルトコンベヤ方式によるずり出しを採用している現場では，発破での退避距離を80m程度として，支保工建込みや吹付け作業に必要な距離を約40～60m，その後方からクラッシャまでの約40～20mは，重機車両の離合・待機場所，動力の電源設備が配置さる．クラッシャの切羽側40m程度の間は，工夫により有効活用できるスペースとなっている．ずり出しの状況とホイールローダの動きをみると，切羽下でずりを掻き集めたのちにクラッシャまで移動し積込みを行っている間は，切羽下は作業のない待ち状態（途中からはかき寄せ作業やこそく作業が入る）となっている．また，切羽下のずりを掻き集める時間が長くなると，ベルトコンベヤ上にずりが満載されていない状況が見られる．

(2) 実証試験

a) ホイールローダ２台による連続処理

汎用のホイールローダ2台により，ずり処理を交互連続的に行う検討を行った．これにより，切羽下の作業待ち状態を最小化するとともに，ホイールローダのオペレータは，クラッシャのクラッシング状況に応じて積込み，あるいは仮置きをおこなうことで，連続ベルトコンベヤへの積載量を最大化し，設備能力を最大限に発揮させることができる．仮置きしたずりは次工程の吹付け作業中に1台のホイールローダで二次ずり出しを行うものとした．

2台のホイールローダによるずり処理の実証試験（掘削断面積77.5m^2，支保パターンCⅡパターン）を行い1サイクルの時間を比較した結果，ずり出し時間は83分から74分となり9分程度短くなった．

b) 移動式伸縮ベルトコンベヤによる並行作業

一方，切羽下のずり処理途中より次工程の吹付け作業を並行しておこなう方法の検討を行った．ホイールローダでのずり処理・運搬作業と吹付け作業を狭隘な切羽下で並行して実施するには，作業員の安全を確保するために強固なプロテクターを設置するなどの，より特別な安全対策が必要になると考えられた．そこで，移動式伸縮ベルトコンベヤ台車（**図-3**）を考案し，旋回が主であるバックホウで積込みを行うことで，重機の稼働範囲を最小化させることとした．これは後方に伸張すると約25mになるベルトコンベヤ装置を汎用の履帯台車に搭載した運搬装置である．

急速ずり処理のイメージは，初めにホイールローダによるクラッシャへの積込みと移動式伸縮ベルトコンベヤ台車による後方へのずり仮置きを並行して行う．ある程度ずり処理が進んだ段階で，移動式伸縮ベルトコンベヤによるずり処理を継続しながら，支保作業の一次吹付け作業を開始する．後方に下がったホイールローダは，仮置きされたずりをクラッシャへ積込むというものである．

こちらについても，実現場の協力を得て，ずり処理の実証試験（掘削断面積79.1m^2，支保パターンDⅠ-bパターン）を行った（**図-4**）．1サイクル比較では，3.1m^{3}ホイールローダ単独での作業時間が45分であったのに対し，0.7m^{3}バックホウの積込みによる移動式伸縮ベルトコンベヤ台車との併用では，作業時間は36分となり9分程度短くなった．

c) 実証試験のまとめ

急速ずり処理に係る二つの実証試験の考察をまとめる．

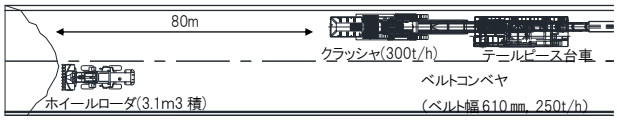


図-2　機械編成

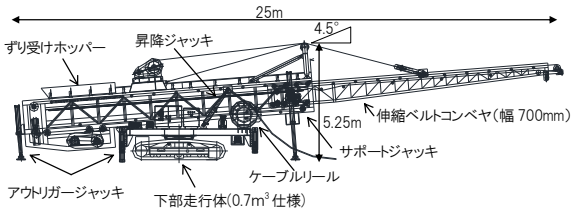


図-3　移動式伸縮ベルトコンベア台車

図-4　実証試験(移動式伸縮ベルトコンベア台車)

①2台のホイールローダによる急速ずり処理は，次工程への引き渡しに有用である．②吹付け作業中の2次ずり出しでの安全は，立ち入り禁止措置と安全設備の配置で確保する．③移動式伸縮ベルトコンベヤ台車は，移動段取りに時間がかかる，坑内での駐機場所の確保，硬岩では積込み部にクラッシャが必要などの課題がみられ，実施工への適用性はまだ低いと判断された．

3. Ｓーマックシステムの現場導入

Ｓーマックシステムは，導入効果の予測シミュレーション，ずり出し作業時の安全管理，そして2台のホイールローダによる急速ずり処理（図-5）の3システムを総称している．掘進速度を上げるために，施工中の三谷トンネル(南側)工事への導入を実施した．

(1) 導入効果の事前予測

はじめに導入効果を予測シミュレーションで検討した．この効果予測シミュレーションは，掘削断面積，切羽下からクラッシャ積込み位置までの移動距離，仮置き場の位置および面積，ホイールローダ2台による処理量，時間とともに変化する2台の離合位置と拡大する仮置き場の面積を定式化し，2台相互の動きを干渉し作業効率を低下させる影響係数k を導入した関数(1a)を用いている．

$$F(m) = kW(t)/m \qquad (1a)$$

影響係数k は，ホイールローダ１台によるずり処理時間 $F(1)$ に対して，ホイールローダm 台でのずり処理時間が単純に$1/m$ 倍とならないことを意味する．トンネル断面積が大きい場合は，標準のずり処理時間に対して概ね半分程度の時間短縮となるが，トンネル断面積が小さくなるに従い相互が干渉してずり処理時間が増加傾向に転ずる．三谷トンネル（南側）工事（掘削断面約91㎡）でのずり処理時間は，約90分から約60分への短縮が見込まれた（図-6）．

(2) 安全管理

安全管理の概念を図-7に示す．ずり処理作業中のホイールローダによる重機接触災害の防止を図るため，作業エリアの前後へ「立ち入り禁止措置」と稼働中のホイールローダを停止させるための「重機呼び出し装置」を配置する．これらの設備は，トンネル施工において標準化されている汎用の安全設備を組み合わせたものであるが，導入の初期は関係者が慣れるまで，監視員による直接確認もあわせて行った．

(3) Ｓーマックシステムの導入効果

2台のホイールローダが交互に移動しながら，各オペレータは，「積込み」または「仮置き」を確認しながらずり処理を行った（図-8）．導入前と導入後の掘削サイクルタイムの比較を図-9に示す．地山等級の変化（CⅡ，CⅠ）や多少の機械トラブルを含めた平均値となっているが，ずり処理時間は導入前の94分から65分になり，掘

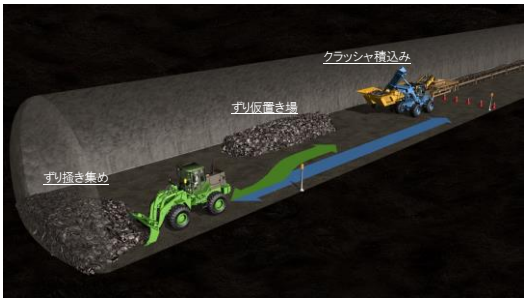


図-5　Ｓーマックシステム

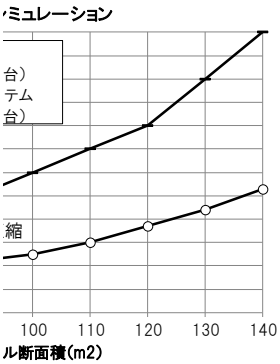


図-6　効果予測シミュレーション

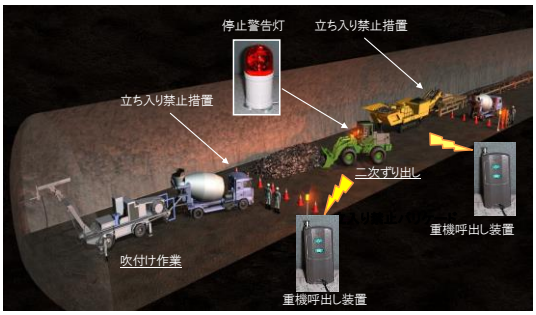


図-7　安全管理システム

図-8　Ｓーマックシステム実施状況

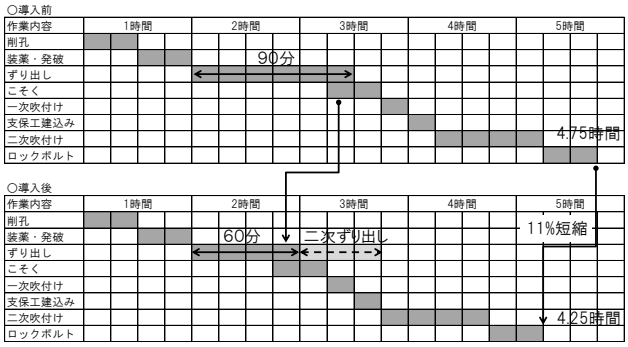


図-9　掘削サイクル（導入後11%短縮）

削サイクルタイムは約11%短縮された．また，作業員からは，ずり仮置きの手順が明確に定められたことで，クラッシャの詰りが発生した場合でも慌てることなく冷静な対応をとることができるとの意見が聞かれた．

一方，実用での課題も明らかになった．トンネル湧水のある区間では，仮置き場周りの排水処理が不適切で仮置きずりが浸水すると，泥濘化した細粒分とずりが同時にクラッシャへ投入され，フィーダー部に絡み付いて目詰まりを起こす原因となった．また，仮置き場の路盤に岩盤の風化層があった場合，二次ずり出し時に風化層を掘り込んでしまい，掘削進行に伴いクラッシャを前進させたときに機体が傾き，後方の搬出ベルト上をずりが滑って，ずりを排出できない不具合が発生した．これらの課題については，改善を重ねている．

4. 切羽前方探査

三谷トンネル（南側）工事では，事前の地質調査により，No.26+90からNo.27+40付近に約50mにわたる断層破砕帯の存在が予測され，その前後も弾性波速度の低下域となっていた(図-10)．この区間に対して適切な支保パターンの選定と安全なトンネル掘削を行うために，切羽前方の地山状態を効率的に精度よく把握することとした．

TSP303は，トンネルに特化した弾性波による切羽前方探査システムであり，切羽前方の弾性波反射面や三次元的な弾性波速度の分布状況，岩盤物性値の評価を行うことができる．これと水平調査コアボーリングを組み合わせることで，実物とその拡がりを確認することとした．

TSP303探査を先行実施し，得られた情報よりボーリングの適切な位置と方向を決定した．水平調査ボーリングでは，岩石コア採取の他に原位置試験を行い，地山の掘削挙動を確認する三次元FEM解析用の物性値を求めた．

(1) TSP303探査の結果

TSP303での探査結果を図-11～13に示す．Vp，ポアソン比，ヤング率の３要素を低・中・高の３段階に区分し，これを総合して評価した．

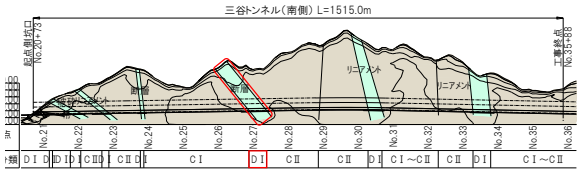


図-10　地質縦断図

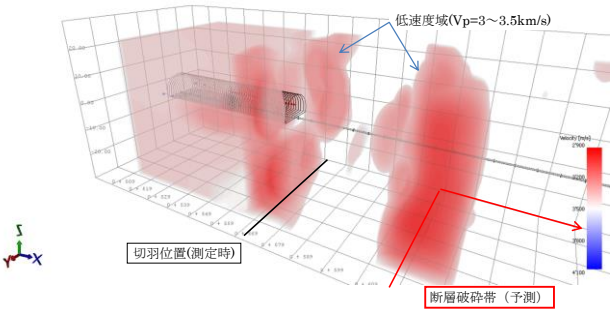


図-11　弾性波速度(Vp)分布　（3次元表示）

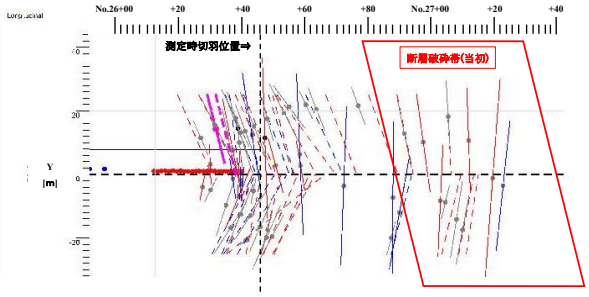


図-12　境界面(弾性波反射面)分布（縦断）

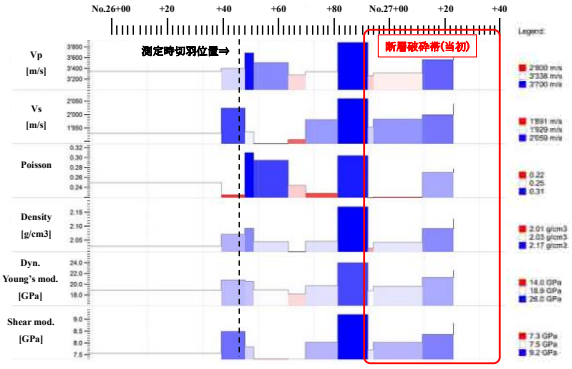


図-13　岩盤物性分布

・No.26+30～No.26+67付近の区間は弾性波速度が急変する境界面が1mピッチで検出され，全体的にき裂の多い区間と推定された．

・特にNo.26+64～No.26+66およびNo.26+92.5～No.26+94.5区間は３要素の内２要素が低く，破砕帯と推定．またNo.26+73付近には1m程度の強反射面（弱層部）の介在が推定される．

・No.26+75以降は境界面も少なくなり，岩盤状態が徐々に良くなる．No.27+10以降はVp＞3.66km/sとなり，良い岩盤状態にあると推定．ただしNo.27+12，No.27+20付近には1m程度の弱層部の介在が推定される．
・岩層の走行・傾斜は，事前調査の傾斜とは異なりトンネル軸にほぼ直交して分布構成されると推定．

以上より，全体的に境界面が多く存在することから，複雑に変化する地層であるといえる．特にNo.26+30～No.27+10は全体的にき裂の発達した地山であり，トンネル掘削時においては，天端，側壁からの崩落が懸念される結果となった．一方Vpを見ると最小3.2km/sec，最大3.8km/sと変化の割合が少なく，Vpの最小値からみても長く連続する破砕帯の存在は無いと判断された．

(2) 水平調査ボーリング結果

TSP探査の結果をうけて，水平調査ボーリングはNo.26＋66から90mの削孔・コア採取を実施した．**図-14**に断層破砕帯位置図を示す．予測されていた断層破砕帯(事前調査)に対し，TSP303で推定された破砕帯位置と採取コアより破砕帯と判断した箇所を併記する．

ボーリングより，地山状況は以下の様に推測された．
・岩種は事前調査と同じ安山岩質溶結凝灰岩である．
・破砕帯は予想されたNo.26+90より手前から出現し，特にNo.26+81.9～26+87.8は連続した破砕帯となっている．
・No.26+90～No.27+40の50m区間全体が破砕しているのではなく，中硬質のき裂性岩片状と礫状が主体であり，その中にコアの原型復旧不可である破砕帯が分布している．
・密着したき裂はほとんど見られず，風化物を挟むか，風化物の流出により噛み合わせが悪くなっている．よって破砕帯以外の箇所においても，トンネル掘削時に切羽付近からの剥落が発生するおそれがあると想定された．

(3) 切羽前方探査結果の比較

先進ボーリングおよびTSPの結果から，破砕帯は事前調査において推測されたようにNo.26+90～No.27+40間に連続して出現するものではなく，その前後区間を含めて分布する互層状のき裂性地山の所々に，破砕された地山が挟在しているものとした．No.26+72，No.27+13，No.27+23付近の採取コアとTSPの両者で観測された破砕部がその代表的なものであり，よって支保パターンとしては，部分的な弱部の出現は予想されるものの事前調査から設定されたDⅠ-bパターンではなくCⅡ級の支保パターンにより掘削が可能であると判断された．

(4) 三次元FEM解析結果と破砕帯における支保検証

部分的に出現が懸念される断層破砕帯に対して，三次元FEM解析を実施した．解析に用いる物性値は，No26+80付近で確認された破砕部において孔内載荷試験を2箇所で実施し，変形係数を確認した(**表-1**)．解析では最小の変形係数であるNo.1試験結果(E=165.8MN/m^2)を採用し，その他の解析に用いる物性値は，「旧JHトンネル数値解析マニュアル地山物性表」[1]のDⅡ相当の値を引用した(**表-2**)．最大変位量を把握するために，破砕帯相当の物性値がトンネル周辺に一様に分布している単一層モデルとして鉛直変形量を求めた．解析結果では，切羽離れに伴う天端沈下(**図-15**)の最大値が32mmであった．切羽後方のおおよそ２Ｄ範囲（16m）で変位が収束している．

トンネル掘削時の地山・支保の健全性を確保するための管理基準として，限界ひずみによる方法[2]での確認も行った(**図-16**)．No.1より，限界ひずみを求めると，降

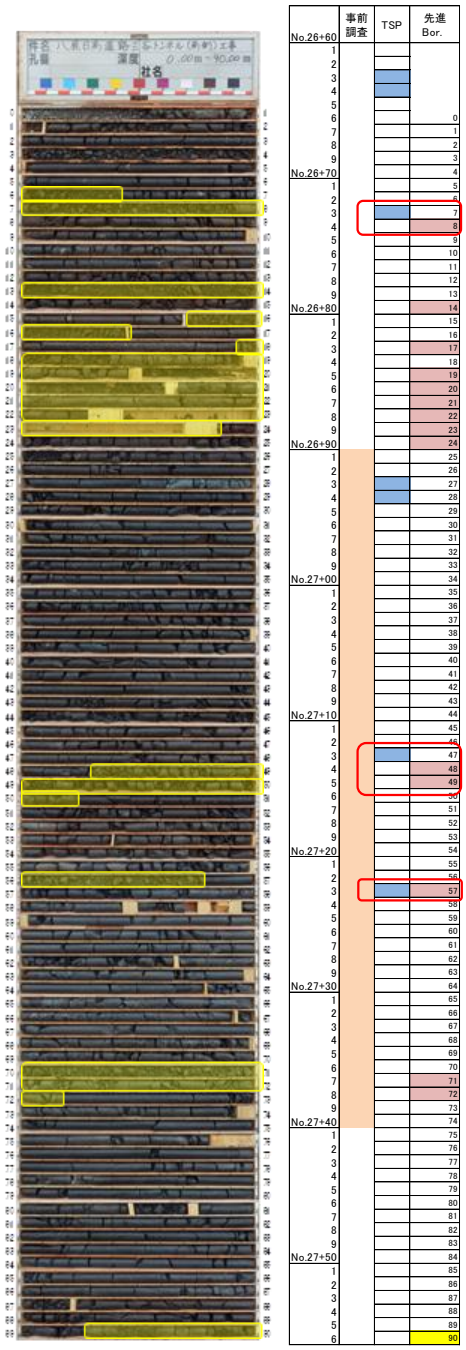


図-14　断層破砕帯位置図

伏応力859 kN/m^2（0.8Mpa）⇒限界ひずみ0.4%（下限）となり，三谷トンネル（南側）での上下半掘削完了時のトンネル高さは8.0mであることから，天端沈下の管理限界値（下限）は限界ひずみ0.4%×8.0m ＝ 32mmとなる．

三次元FEM解析結果の最終天端沈下量32mmと地山の限界ひずみに基づく管理限界値は等しくなり，破砕帯が出現した場合もDⅠ-bパターンを適用することで地山および支保の安定性は確保できるものとした．

(5) A計測結果の検証

実施工での破砕帯区間の支保パターンは，当初設計のDⅠ-bではなくCⅡ-bが採用された．No.26+73断面でのA計測結果(沈下量)を**図-17**に示す．32mm*1/3=10mm以下で収束し，地山と支保の健全性が確保された結果となった．

5. おわりに

三谷トンネル（南側）工事では，トンネル掘削の生産性向上を目的に，切羽前方探査の効率化と急速ずり処理が可能なＳ－マックシステムを検討導入し，トンネル掘進の速度改善をはかることができた．

今後もこれらの技術を各現場に展開するとともに，さらなる生産性向上のために，各現場の特性に合わせた技術の開発・ブラッシュアップを進めてゆく．

参考文献

1)旧 JH 試験研究所 試験研究所 道路研究部 ：トンネル数値解析マニュアル；試験研究所技術資料　第 358 号，p.3-26

2)櫻井俊輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法；土木学会論文報告，No.317,P97,1982.1

表-1　孔内載荷試験結果

試験番号	深度	変形係数	降伏応力
No.1（L）	1.5m	165.8MN/m^2	859kN/m^2
No.2（R）	1.8m	397.9MN/m^2	2,071kN/m^2

表-2　解析に用いた物性値

項目	単位	値	備考
弾性係数	kN/m^2	165,800	現場試験
ポアソン比		0.35	*）DⅡ相当
単位体積重量	kN/m^3	21.0	*）DⅡ相当
粘着力	kN/m^2	200	*）DⅡ相当
内部摩擦角	°（度）	30.0	*）DⅡ相当

*)旧JHトンネル数値解析マニュアル地山物性表

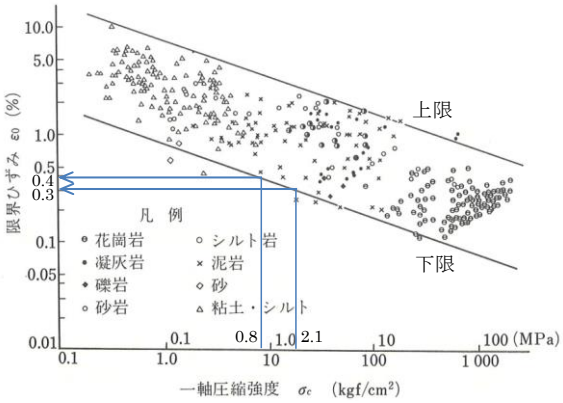


図-16　一軸圧縮強度と限界ひずみの関係

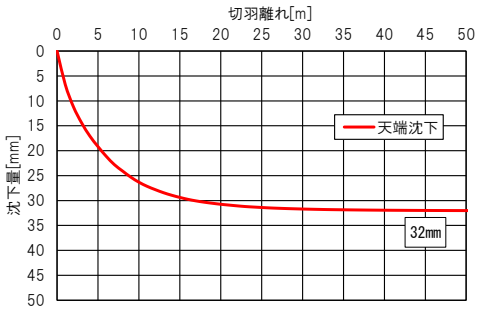


図-15　掘削後の天端沈下量と切羽離れの関係

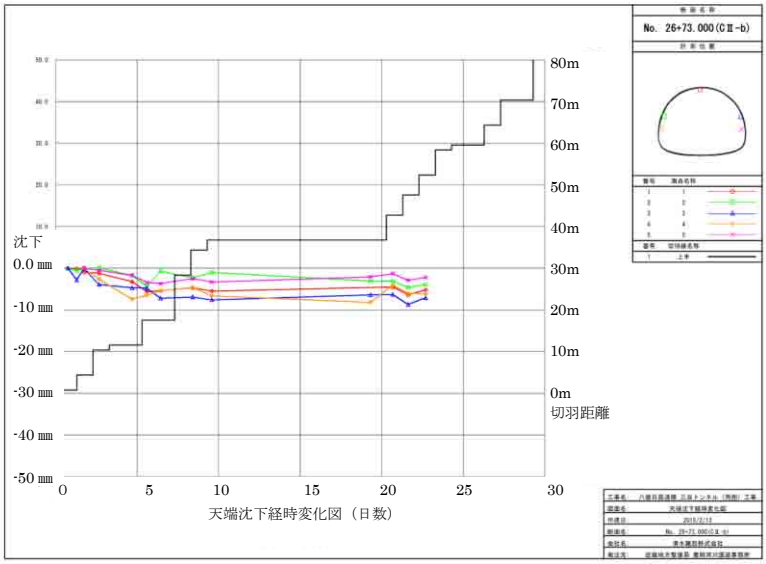


図-17　A 計測結果（天端沈下量）：No.26＋73

供用中のガントリークレーンレール基礎直下の地盤の補強について

二田　義規[1]・山本　邦夫[2]

[1]近畿地方整備局神戸港湾事務所第二工務課　（〒651-0082兵庫県神戸市中央区小野浜町7-30）

[2]近畿地方整備局神戸港湾事務所第二工務課　（〒651-0082兵庫県神戸市中央区小野浜町7-30）

六甲アイランド地区コンテナターミナルＲＣ－６，７でのガントリークレーンの大型化に伴い、既設レール基礎の地震時の曲げ耐力が不足することが判明した。レール基礎の交換は、荷役が止まることとなり採用できないため、地盤改良によって基礎直下の地盤バネを強化することで対応することとした。本報告は、薬液注入工法による地盤の補強方法について、設計・施工面の知見を報告するものである。

キーワード　地盤改良工法，薬液注入工，ガントリークレーンレール基礎

１．はじめに

近年、欧州航路のコンテナ船が大型化しており、これに見あう施設の整備が喫緊の課題となっている。

神戸港湾事務所では、阪神国際港湾(株)らと協力し、国際戦略港湾・阪神港の物流を支える中核施設のひとつである、六甲アイランド地区コンテナターミナルＲＣ－６，７において、施設の増深、拡張、ガントリークレーンの大型化、耐震性の強化等を進めている（図－１参照）。当該岸壁にはほぼ毎日コンテナ船が着岸しており、荷役作業を止めることなく、上記の整備を進めなければならない。

このうちガントリークレーンの大型化にあたっては、クレーン重量の増加（表－１参照）に伴い、既設レール基礎の地震時の曲げ耐力が不足することが判明した。通常であれば、レール基礎を交換する手法が取られるが、本施設では荷役を止めることなく対策を取る必要があることから、地盤改良によって基礎直下の地盤バネを強化することで対応することとなった。

表－１　ガントリークレーン諸元

	既設	新設
仕様	17列,18列	22列
アウトリーチ	46.7m,50.0m	63.1m
揚程	32.5m,34.5m	44.0m
走行車輪数	32輪	40輪
走行速度	45m/min	60m/min
横行速度	210m/min	210m/min
クレーン重量	887tf,900tf	1,470tf

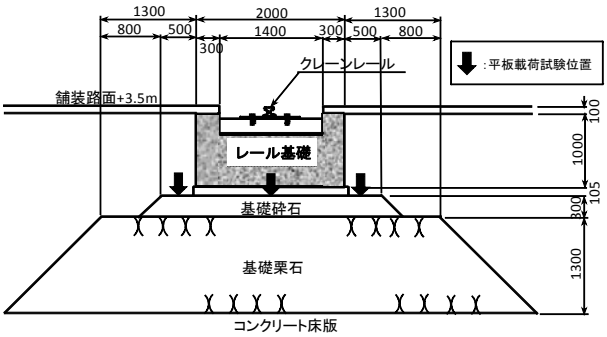
図－１　ＲＣ－６、７整備計画

２．レール基礎の諸元および現地盤の強度

レール基礎の断面図を図－２に示す。高さ1m、幅2mで、長さは6.25m（一般部）と18.75m（クレーン固定装置部）の２種類のタイプのRC構造であり、延長700mに渡って設置されている。このレール基礎は、基礎栗石及び基礎砕石のマウンド上に設置されている。既設マウンドは、兵庫県南部地震の震災復旧工事において現地流用材で施工されている。基礎栗石の間隙には砂等が詰まっており、基礎栗石部の粒度分布は、礫83%、砂13%、シルト4%であった。また砕石層の粒度分布は、礫71%、砂24%、シルト4%であった。

クレーン基礎の安定性照査は22ケースの荷重状態で行った。その際、レール基礎を弾性床上の梁として取り扱っている。照査の結果、レール基礎の曲げ耐力を満足する地盤バネとして、鉛直方向地盤反力係数Kv_0＝285,000 kN/m^{3}が必要とわかった。なお地盤の支持力の検討は、荷重分散法により行った。

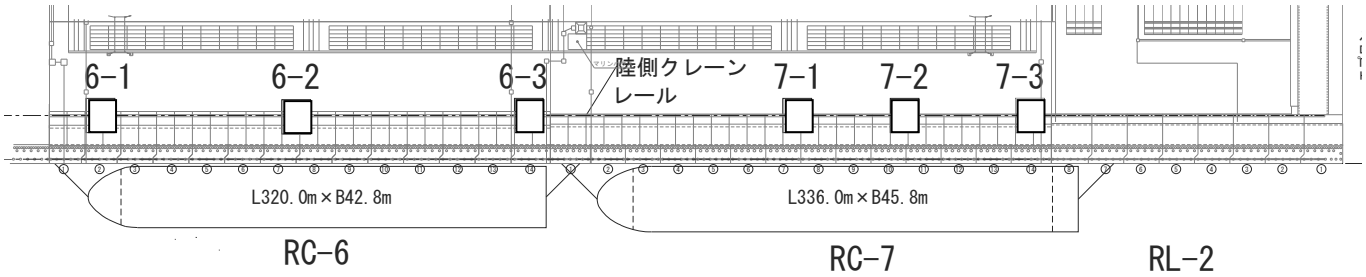
この目標地盤反力係数を現地盤が満足しているかどうかは、図－３に示す位置での平板載荷試験で確認した。試験結果を表－２に示す。目標値285,000kN/m^{3}に対してRC-6については十分な強度を有しており，改良の必要はないと判断した。一方，RC-7については部分的に強度不足が見られ，不足する箇所の特定が困難なこと、および重要構造物であることから、350mの全区間で改良が必要と判断した．なお、試験結果にばらつきが大きいのは、既設マウンドが流用材であることに起因する。



図－２　レール基礎断面図

表－２　平板載荷試験結果

施設	位置	場所	鉛直方向地盤反力係数 実測値 Kvo' (kN/m^3)	>･<	目標鉛直地盤反力係数 Kvo (kN/m^3)	判定
RC-6	6－1	中央部	3,571,400	>	285,000	OK
		中央部	3,061,200	>		OK
		陸側端部	1,829,300	>		OK
	6－2	海側端部	666,700	>		OK
		陸側端部	2,381,000	>		OK
	6－3	陸側端部	2,958,000	>		OK
		海側端部	1,290,000	>		OK
RC-7	7－1	海側端部	502,500	>		OK
		陸側端部	54,600	<		NG
	7－2	陸側端部	44,300	<		NG
		海側端部	118,300	<		NG
	7－3	中央部	390,600	>		OK
		海側端部	757,600	>		OK
		中央部	362,300	>		OK



図－３　平板載荷試験位置

３．地盤改良工法の選定および試験施工

(1) 工法の選定

工法選定にあたっては、以下の項目が前提条件となる。

① 岸壁を供用しながらの施工であり、短時間で作業エリアを開放できること

② 対象は粗石が多数混入する礫質土であるが、間隙は砂および細粒分で詰まっていること

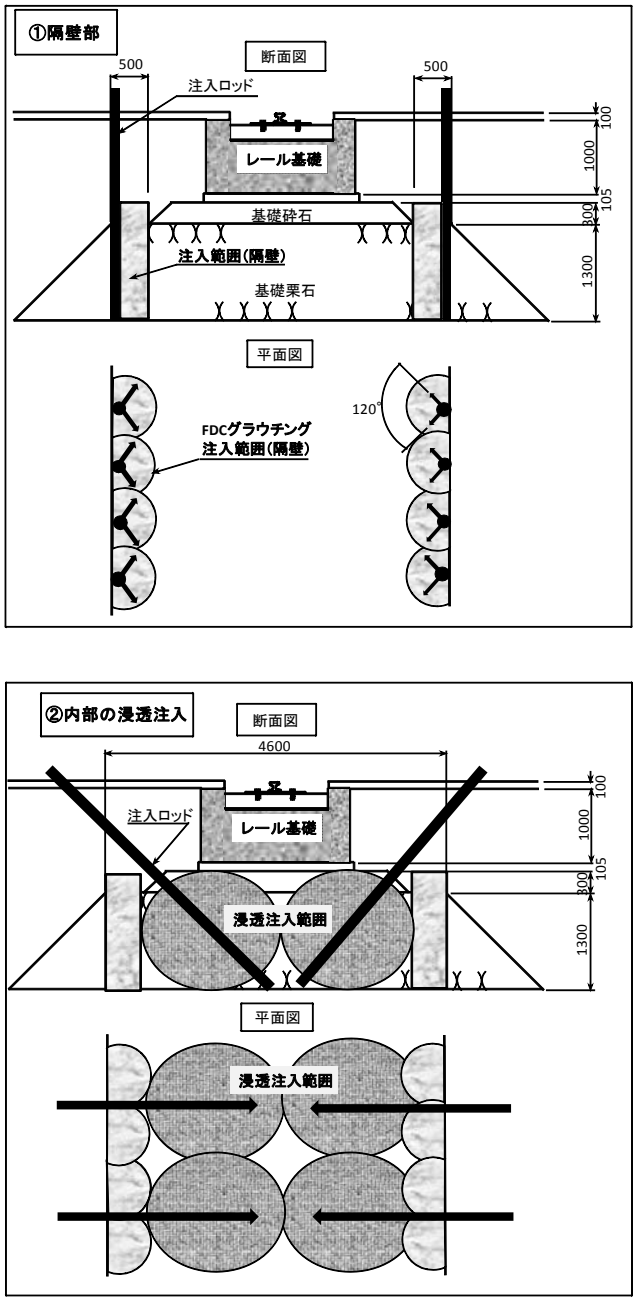
③改良によってレールに変状を与えないこと

④改良体上面に高い支持力が求められること

上記の①の前提条件から、高圧噴射撹拌工法もしくは薬液注入工法が考えられるが、②及び③の前提条件より、高圧噴射撹拌工法は適さないと判断された。また薬液注入材については、高強度が必要なため非溶液型の選択となるものの、セメントベントナ

イトや可塑性グラウトのみでは充填性に懸念あることから微粒子注入材が適していると考えられた。

また、条件③および④を両立させるために、薬液の逸走を抑制できる工法が必要と判断された。そこで、任意方向への浸透の制御が可能なFDCグラウチング工法により外側に0.5m厚さの隔壁をつくった後、内部を浸透注入する手法を採用することとした。手順概念図を図－４に示す。



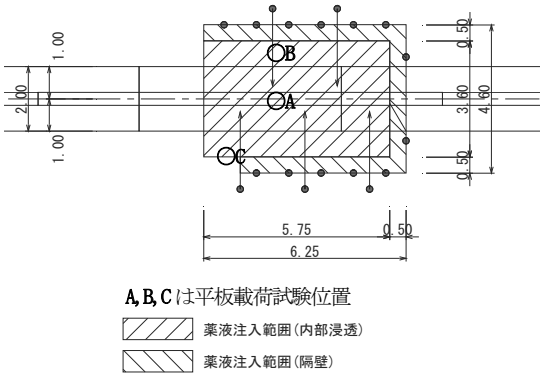
図－４　手順概念図

(2) 試験施工１

前述の工法の適用性を検証するため、試験施工を行った。試験施工は、図－３のNo.7-3地点において実施し、隔壁、内部浸透注入とも注入材として超微粒子注入材（平均粒径1.5μｍ）のみを用い、注入率を対象容積の36%とした。図－５に試験施工平面図を示す。図に示す通り、隔壁の効果を確認するため、一部に隔壁の施工を行わない部分を設けた。

試験施工後の平板載荷試験結果を表－３に示す。表より、地盤改良によって地盤反力係数の増加は目標値以上に達することが確認された。ただし、隔壁のない部分については値が小さい結果となった。また改良箇所のボーリングを行い、充填性の確認を行った。図－６の注入状況イメージに示す通り、全体として上部の充填性がまだ不十分であった。特に隔壁のない部分は、より充填性が劣ることから、隔壁は薬液の逸走防止に有効であると確認できた。

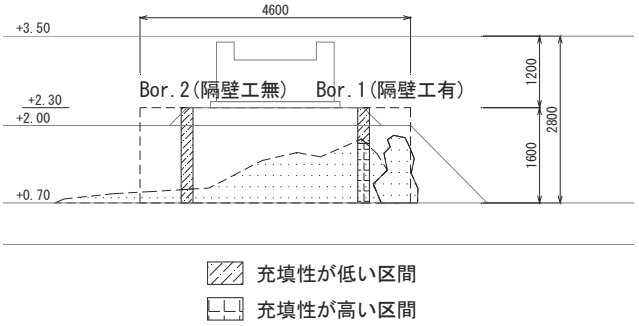
また、施工時のレール等の変状を測量で確認した結果、レール等に変状を及ぼさないことを確認した。



図－５　試験施工平面図

表－３　試験施工での平板載荷試験結果

位置	鉛直方向地盤反力係数 Kvo' (kN/m³)				目標鉛直方向地盤反力係数 Kvo (kN/m³)	判定
	改良前	改良後	増分			
A	390,600	676,000	285,400	＞	285,000	OK
B	757,600	1,111,000	353,400	＞		OK
C	－	277,000		＜		NG



図－６　注入状況イメージ

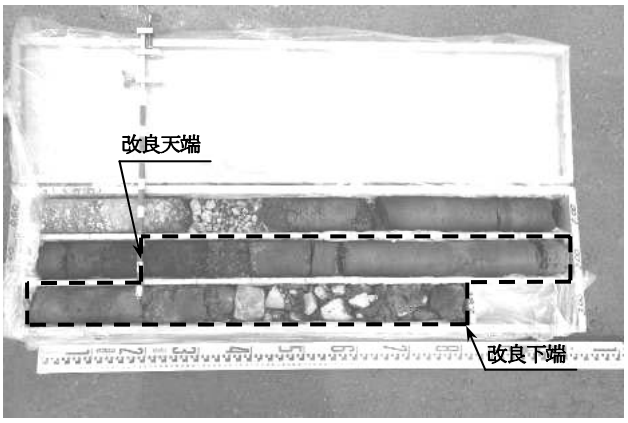
(2) 試験施工２

上記の試験施工１の結果を受け、再度、試験施工を実施した。改善点は、以下の２点である。

①上部まで充填させるため、注入率を36%から41%に引き上げる。

②注入材を２種類とし、１次注入で間隙の大きい部分を対象としたセメントベントナイト注入(5%)を行った後、２次注入で間隙の小さい部分を対象とした極超微粒子セメント注入（36%）を行う。

図－７は、試験施工後に採取したコアボーリング試料にフェノールフタレン溶液を塗布したもの（セメントのカルシウム分に反応すると赤色に着色）である。前回試験施工とは異なり、改良天端まで着色されており、充填性が改善されていることを確認した。また施工時のレールの変状は見られなかった。



図－７　コア試料フェノールフタレン溶液塗布状況

４．本施工

試験施工２と同様の方法で延長350mの本施工を実施した。本施工の概要を表－４に、削孔状況を図－８に示す。削孔にはロータリーパーカッションドリル４台を、１次注入には８セットを、２次注入には12セットを使用し、２．５ヶ月の工期を要して施工が完了した。注入速度を12 L / min以下とし、レール等の動態観測を行いながら施工した結果、レール等に変状は見られなかった。

施工完了後、平板載荷試験６ヶ所、チェックボーリング及び孔内水平載荷試験を７ヶ所実施した。それらの結果を表－５に示す。表に示すよう通り、地盤の必要支持力が得られたことを確認した。

表－４　本施工の概要

■隔壁注入工
FDCグラウチング工法（120°２方向）
本数　736本
計画注入量
１次注入（セメントベントナイト）　27,484L
２次注入（極超微粒子セメント）　181,518L

■内部の浸透注入
ダブルパッカー工法（スリーブ注入）
本数　349本
計画注入量
１次注入（セメントベントナイト）　93,686L
２次注入（極超微粒子セメント）　659,518L

図－８　削孔状況

表－５　施工後の強度確認結果

項目	No.	測定値	目標値	判定
平板載荷試験 地盤反力係数 Kvo (kN/m^3)	1	339,000	285,000	合格
	2	1,129,900		合格
	3	330,000		合格
	4	359,700		合格
	5	389,100		合格
	6	476,200		合格
孔内水平 載荷試験 地盤係数 Em (kN/m^2)	1	46,596	45,000	合格
	2	55,440		合格
	3	92,098		合格
	4	57,868		合格
	5	82,936		合格
	6	57,693		合格
	7	63,251		合格

５．結論

（１）改良対象地盤は、粗石が多数混入する礫質土で、その間隙には砂および細粒分が詰まっているという特殊な地盤であった。セメントベントナイトによる１次注入と極超微粒子セメントによる２次注入を組み合わせることにより、特殊な地盤への薬液注入を実現した。

（２）本工事では改良体上面に高い支持力が求められた。任意方向への浸透の制御が可能なFDCグラウチング工法で逸走防止の隔壁をつくった後、内部浸透注入するという工法を選択した結果、改良体上面に適切な支持力を確保することができた。

（３）薬液の注入速度を12 L / min以下で管理した結果、ガントリークレーンのレール等に変状を与えることなく施工することができた。

６．あとがき

本年６月には拡張された新パナマ運河が供用開始される予定であり、北米東海岸航路の大型コンテナ船の日本寄港も期待されている。本報告では、ガントリークレーンの大型化に対応できるクレーン基礎の改良について、荷役を行いながら施工できるメニューを提案した。今後、こうした事案が増えていくことが予想される。本報告が工法選定の一助となれば幸いである。

地質情報CIM管理システムの構築 および施工現場への適用

中谷　匡志[1]・宇津木 慎司[1]

[1]安藤ハザマ 土木事業本部土木設計部 地質技術チーム(〒107-8658 東京都港区赤坂6-1-20)

.

ダムやトンネルなど岩盤構造物の建設に際しては，計画地点における地質状況を詳細に把握し，その状況に応じて最適な設計および施工を実施することが重要となる．これに対して，近年，CIM(Construction Information Modeling /Management)と呼ばれる手法を用いた種々の検討が実施されており，想定された地質状況や実際に現地で得られた地質観察結果などを３次元モデル化し，活用することが実用化されている．本論文においては，独自に開発したトンネルやダム･明かり掘削現場を対象とした地質情報CIM管理システムについて，具体的なシステムの開発内容と施工現場における適用事例について述べる．

キーワード　CIM，3D-model, geological figure, tunnel, dam, data base

1. まえがき

ダムやトンネルなど岩盤構造物の建設に際しては，計画地点における地質状況を詳細に把握し，その状況に応じて最適な設計および施工を実施することが重要となる．

これに対して，調査･設計段階において，地質調査や物理探査などを実施することにより，計画地点を構成する地質の分布状況や工学的特性などを評価し，その結果をもとにダム基礎やトンネル支保などの設計が行われる．ただし，この調査･設計段階において，種々の検討にかける費用に限度があるとともに，上述した地質調査や物理探査の精度自体に限界があるため，この段階で広範にわたり詳細な地質状況を把握することは困難となる．

このため，施工段階においては，実際の掘削のり面やトンネル切羽において地質状況を直接，詳細に確認し，事前に想定されていた状況と実際の状況との差異を評価する．そして，その状況によっては，逐次，追加対策工の検討など，施工計画や設計を見直すことが重要となる．

このような状況の中，近年，図-1，2に示すようなCIM(Construction Information Modeling)と呼ばれる手法を用いた種々の検討が実施されている[1), 2)]．具体的には，調査･設計段階において，事前調査で想定された地質状況を３次元モデル上に表現し，地山不良部などの分布状況を詳細に確認した上で施工計画に反映するとともに，その状況に応じた具体的な対策工が設計されている．また，施工段階においては，トンネル切羽や掘削のり面における地質観察結果などを３次元モデル内に取り込むことにより，施工実績整理の高度化や効率化を図るとともに，事前調査と実際の状況との差異の確認，その状況に応じた施工計画や設計の変更などの検討に用いられている．

本論文においては，上述した現状を踏まえ独自に開発を進めた，山岳土木現場における地質に関わる施工情報をCIMにより管理するシステムについて，具体的な内容と施工現場での適用事例について述べる．

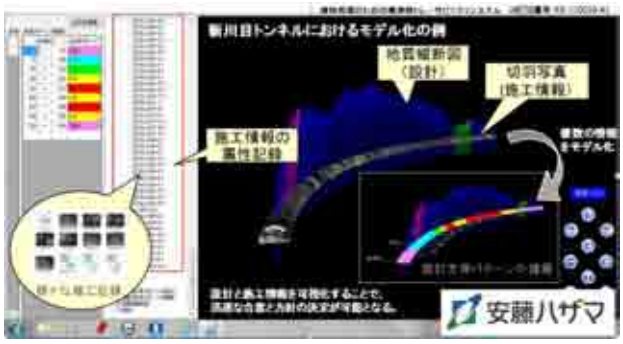


図-1　トンネル現場におけるCIM管理システムの例

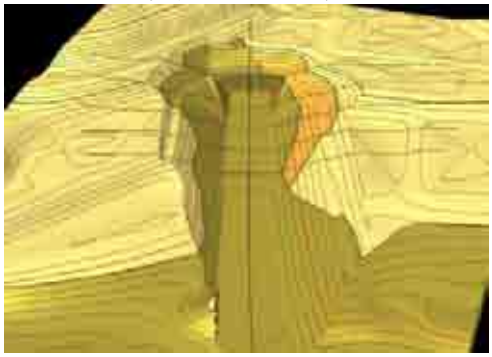


図-2　明かり掘削のり面におけるCIMの例

2. 施工現場における地質評価に関する課題

本章においては，既往の施工現場における地質状況の評価に関する課題について，(1)トンネル現場と(2)ダム・明かり掘削現場に分けて詳述する．

(1) トンネル現場における地質評価に関する課題

トンネルや大規模地下空洞の地質調査は，当該地域における既往地質調査に関する文献調査に始まり，その状況や構造物の規模に応じて地表面踏査，ボーリング調査などの地質調査および地山の弾性波速度や比抵抗値測定などの物理探査が実施される．しかしながら，施工事例の多い道路や鉄道トンネルなどは，線状の構造物が広範にわたり設定されるとともに，最大数百m程度以深の地山深部に計画される場合もあるため，掘削箇所全線の地質状況を事前に詳細に把握することは，調査費用の観点，そして調査精度の観点から，非常に困難である[3]．

このため，トンネル全線の設計については，図-3に示すような，比較的容易に広範の地質状況を推定できる地表面からの弾性波探査や比抵抗探査の結果をもとに，地下深部のトンネル掘削箇所における岩盤の工学的特性を推定し，支保パターンの設計および低速度帯や断層破砕帯の評価など，詳細な検討が実施される．ただし，上述したような種々の制約により，設計時に設定された支保パターンと実績との差異がある事例も多くあり，設計変更に伴う工費の増大などが課題として指摘されている．

また，近年，計画が進められている，高レベル放射性廃棄物地層処分空洞やリニア中央新幹線トンネルなどにおいては，深度300m以深の広範に計画されていることもあり，高地圧に起因する空洞の不安定化や突発湧水の発生などが想定されている．これに対しては，施工時の安全確保とともに，恒久的な地下空洞の安定性を保持するために，空洞設置箇所の地質状況を詳細に把握した上で，その状況に応じた最適な対策を講じるなど，通常の地下構造物建設よりも高い品質が要求される．さらに，近年，公共工事における調査･設計段階から建設段階そして維持管理段階まで見越した全体工費の抑制が重要課題として指摘されており，Q(品質)，C(工費)，D(工期)，S(安全)，E(慣用)，あらゆる側面に寄与するためのより効率的かつ効果的な施工が求められている．

上述した課題に対処するためには，施工開始前において事前調査段階で推定された地質状況を把握し，その状況に応じた最適な施工計画を策定するとともに，掘削時に地質状況をより詳細に観察することにより，事前想定との差異を確実に評価し，状況に応じて最適な追加対策を講じる必要がある．これに対して，既往の地質調査結果については，図-3に示すような２次元図に整理される場合が一般的である．ただし，実際には，図-1に示すようにトンネル線形が曲線となる場合もあり，詳細な検討を実施する際には，例えば図-3中央付近に分布する断層破砕帯などについて，３次元的な分布状況を考慮した上で対策工の検討を実施する必要があると考えられる．

また，掘削時の地質状況観察の実績については，通常，一日一回，数m間隔で実施される切羽観察結果として整理される．そして，支保パターンの検討などを企業者と現地で実施する岩判定時においては，既掘削箇所は吹付工が施されているため，この切羽観察記録を参照して状況を確認するとともに，唯一，直接，地質状況を確認できる切羽のみで評価が行われる．これについては，観察記録で当該箇所における地質状況は的確に整理されているものの，掘削の進捗に伴う地質状況の変化および地質境界や断層破砕帯などの３次元的な分布を詳細に評価することは難しい．

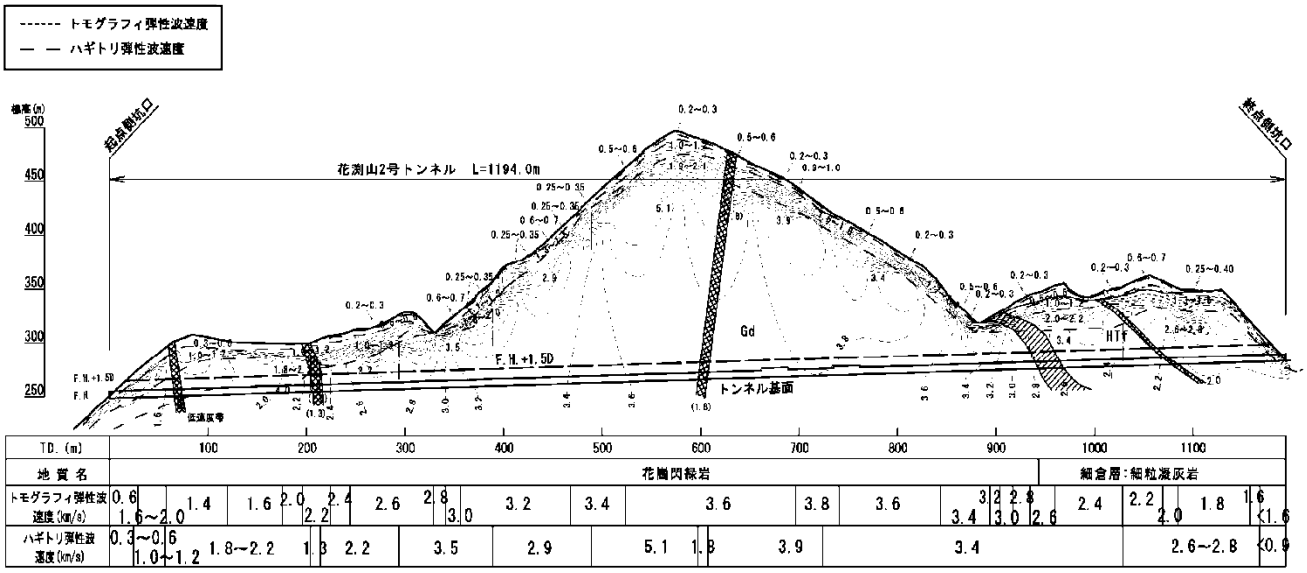


図-3 トンネル地質縦断図の例

(2) ダム･明かり掘削現場における地質評価に関する課題

ダム建設や明かり掘削工事に際しても，トンネルと同様に，事前段階において，地質に関わる文献調査に始まり，地表面踏査やボーリング調査などの地質調査，弾性波速度測定などの物理探査および調査横坑内における原位置岩盤せん断試験などの力学的試験が実施され，ダム設置位置の検討，ダム基礎としての適性評価，掘削法面の安定性評価などが実施される[4]．また，ダム建設に際しては，大量のコンクリート骨材などの堤体材料が必要となるため，堤体に近接する箇所において，所要の品質と賦存量を有する原石山の検討も並行して実施される．

特に，ダムの堤高が100mを超える場合などにおいては，調査は広範かつ詳細に実施されるが、全体のバランスを考慮する目的で、図-4に示すような15～30m程度で等間隔に設定されたグリッドの交点にボーリング孔や調査横坑などを配置する手法が用いられている[4]。また、ダム基礎の設計や施工数量の算出などに用いられる図面類は、上述したボーリングなどによる地質情報が存在するグリッド沿いの数十m間隔で、上下流方向および左右岸方向の断面図が作成される。これらの図については、熟練した地質技術者が当該地点の地質構造などを考慮し、断面ごとボーリング孔間の地質状況が評価されるとともに、隣接する断面図との整合性を確認しながら大量の図面類が作成される。また、グリッド上にない任意の箇所における地質状況の評価については、地質状況を確認する手段がなく、熟練した地質技術者が隣接するグリッド上の断面図を参照しながら推定するしかなかった。

このように、ダムの調査･設計時においては、図-4に示すような地質に関わる情報を大量の２次元の平面図および縦断図，横断図によって整理する必要があることから，熟練した地質技術者による膨大な作業量が発生していた。また，ダム基礎評価で問題となる断層や高透水帯などの３次元的な分布が，作業を実施した地質技術者には理解されるものの，ダム基礎の設計を実施する土木技術者には分かりにくいなど，課題が多くあった．さらに、調査段階が進み新たな地質的な課題が指摘された場合などにおいては、地質技術者が新たな断面図を作成する必要があるなど、その精度とともに手間が掛かることが懸念されていた。

実際の施工時においては，堤体掘削の進捗に伴い，図-5に示す堤体基礎における実績の地質平面図が現地確認により作成され，事前に検討されたダム基礎の安定性評価に関する妥当性が検証される．上述した検討については，２次元図を用いて検討を実施できるが，堤体の安定性に大きな影響を及ぼす断層破砕帯などが分布する場合，上述した調査段階における課題と同様に，３次元的な分布状況の把握が困難となることが指摘されていた．

また，２.(1)項において指摘した事前調査の量と精度に関する限界を勘案すると，原石山の賦存量管理の高精度化が重要となる．実際の検討に際しては，調査･設計段階において，計画された堤体体積より骨材として必要な原石量が想定され，それをもとに原石山の掘削形状が決定される．そして，実際の原石採取時には，掘削箇所における地質状況を確認し，逐次，実績に合わせ原石の賦存量を更新していくが，地質状況の想定が大きく異なる場合など，当初計画した掘削により所要の原石量が採取できない事例が報告されている．

これに対して，実際の現場管理においては，図-4に示すような複数の２次元図をもとに算出する平均断面法や，図-5に示すような３次元GISを用いた検討などが実施されている[5]．ただし，これらの手法については，図-4に示すような複雑な地質状況を３次元的に表現することが困難であることから，賦存量の算定精度に5%程度誤差が生じることが確認されている．

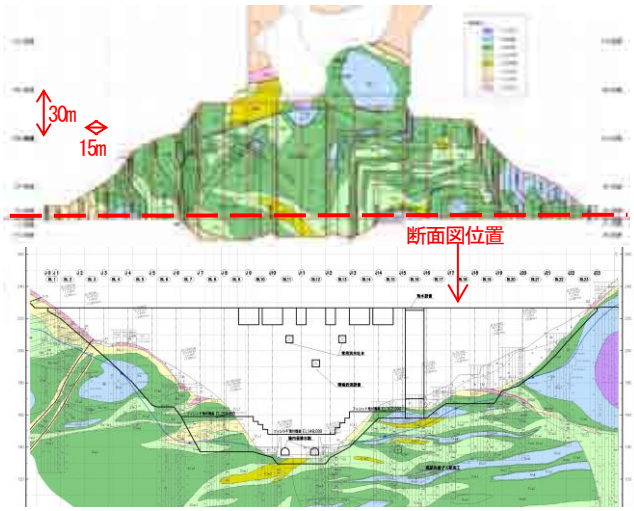


図-4　ダム基礎における地質平面図，縦断図の例

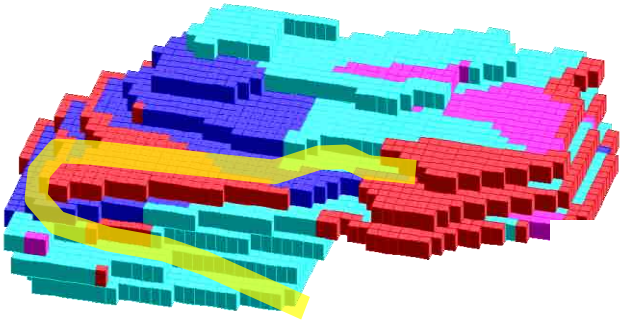


図-5　３次元 GIS を用いた賦存量管理モデルの例

3. 地質情報CIM管理ｼｽﾃﾑ開発および現場への適用

本章においては，２章で述べた既往の施工現場における課題を踏まえ，種々の検討を実施した地質情報CIM管理システムについて，(1)トンネル現場のシステムと(2)ダム･明かり掘削現場のシステムに分けて詳述する．

(1) トンネル現場CIM管理システムの開発および現場への適用

本システムは，実際のトンネル現場を題材として，現場職員のニーズを確認しながら当社独自のシステム開発を行った(図-1)．その後，13箇所のトンネル現場において適用され，それぞれの現場の状況に応じた新たな機能の追加開発を実施するとともに，NETIS(KK-110010-A)登録した．以下に，本システムの概要と現場活用事例について述べる．

a) システムの概要

システム開発は，地質関連ソフトウェア開発を専業とするジーエスアイ社に委託した．既往の３次元地質描画ソフトをベースに改良を加え，以下に示す手法でトンネル３次元モデルを構築した上で，施工時に切羽観察記録や覆工打設記録などを一元管理できるように開発した．

①施工前における地形とトンネル線形の３次元モデル構築

３次元モデルの構築に際しては，施工前，既往の２次元Cad図面からトンネル線形の座標を拾って，図-1のような３次元モデルとして表現するとともに，既往の２次元地質縦断図と地形を所定の位置に３次元表示する．図-1に示したトンネルなど，線形が曲線を呈している場合においては，３次元図化することにより，断層などの地山不良部や小土被り部の地形とトンネル掘削部などとの関係を，より詳細に把握することができる．

②施工時における切羽観察記録および覆工打設記録の保存

施工時においては，通常，一日一回実施される切羽観察記録をExelなど既往のファイル形式で作成し，所要のフォルダに保存することで，本システムから閲覧することができる．また，切羽写真については，今回開発した切羽形状に合わせて写真を切り抜く機能を用いて，その写真を図-6～8に示すように３次元モデル上に並べて閲覧できるようにした．

また，覆工打設結果も同様に，打設ブロックごとにモデルを区間割し，モデルの３次元的な位置をクリックすると当該箇所のコンクリート打設時の記録を閲覧できる仕組みになっている．

b) 施工現場における活用事例

①地質状況前方予測

図-6に示すように，空洞の安定性に影響を及ぼす断層や地層境界などが分布するトンネルにおいて、事前調査で得られた情報と，既掘削部の観察により得られた情報を併せて３次元的に図示することにより，今後掘削する箇所における状況を推定することが，２次元図よりも詳細に実施できた．

②岩判定時における地質状況評価

トンネル掘削時には，設計において支保パターンが変更になる位置まで掘削が完了した時点や，事前に想定された地質状況と実際の状況との差異が大きい場合などにおいて，岩判定と呼ばれる企業者の立会いがある．その際，現場では，切羽以外の既掘削部には吹付が施されているため，地質状況を直接確認できるのは切羽のみとなる．これに対して，既往の現場においては，既掘削部の状況を大量の切羽観察記録などによって確認していたが，図-7に示すように，切羽写真を３次元的に配置することにより，既掘削部の地質状況を俯瞰できるため，トンネル掘削の進捗に伴う地質状況の変化を確実に把握し，最適な支保パターンを選定できる．

③竣工後の支保パターン妥当性検討

１章で詳述したように，トンネルにおいては事前の調査で得られる地質情報の量や精度に限界があるため，設計時に設定された支保パターンと実績とが異なる事例が多い．これに対して，竣工検査時などにおいて，図-8に示すような，切羽写真３次元モデル上に支保パターンの設計と実績を同時に示すことにより，設計と実績が異なる箇所において，当該箇所の地質状況を３次元的に俯瞰して確認し，その妥当性を検証できる．

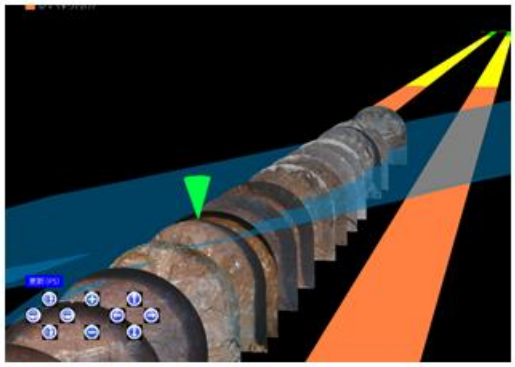


図-6　岩判定時における地質評価

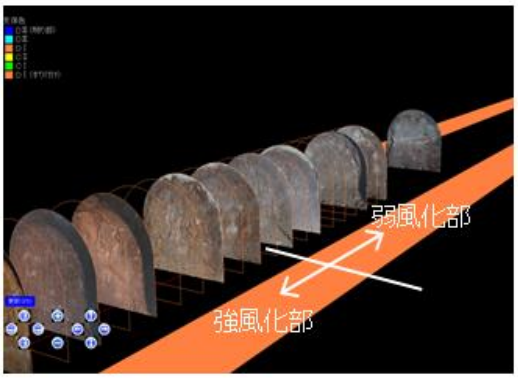


図-7　支保パターン妥当性検討

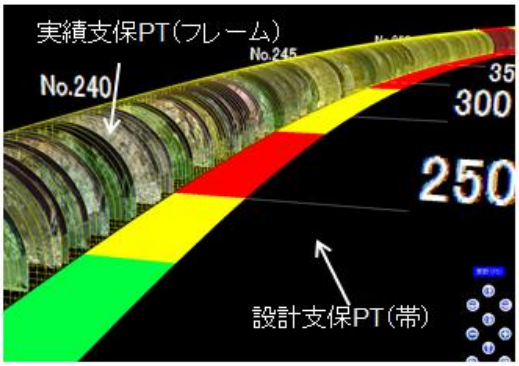


図-8　支保パターン妥当性検討

(2) ダム・明かり掘削現場CIM管理システムの開発および現場への適用

ダム現場および明かり掘削現場におけるシステムの開発については，掘削法面における地質状況３次元モデルの構築を実施できるものにするとともに，そのモデルを活用して地質区分ごとの掘削体積を精度よく算出できるようにした[5]．以下に，本システムの特徴を列挙する．

a) システムの概要

システムの構築に際しては，地質関連のソフト会社であるジーエスアイ社製の「Geomap3D」という，従来は地質の事象を３次元図化する目的で開発されたソフトを活用した．当該システムにおいては，検討地点の既往設計書に掲載されている、図-9に示すような，複数のボーリング孔を包括した位置における推定地質断面図や，任意の位置におけるボーリング孔の地質状況を基本情報とし，地層の走向･傾斜などの情報などを考慮しながら，断面図間の地質分布状況をより精度よく評価した図-10のような３次元モデルを自動的に構築できる．そして施工時において，掘削の進捗に伴い直接，掘削盤やのり面で得られる地質情報をもとに，モデルを逐次更新することにより，その精度をより高めることが可能となる．また，このように構築された３次元モデルにおいて，地質区分ごとの体積が容易に精度よく算出することができるとともに，任意の位置における地質縦断図，横断図，スライス図などを作成することが可能となった．

b) 施工現場における活用事例

①掘削のり面の地質状況事前評価および安定性検討

図-10に示すような，地すべりの分布するトンネル坑口部の掘削のり面において，事前調査段階で掘削のり面に分布する地質状況を３次元モデルにおいて推定し，それをもとに安定計算を実施した事例について詳述する．

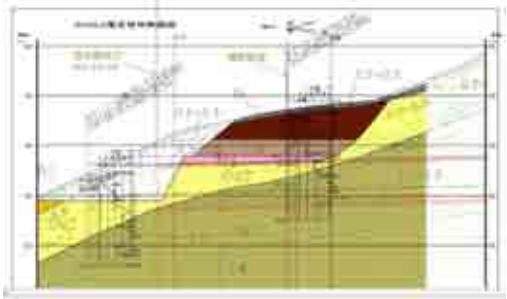


図-9　既往の地質縦断図例

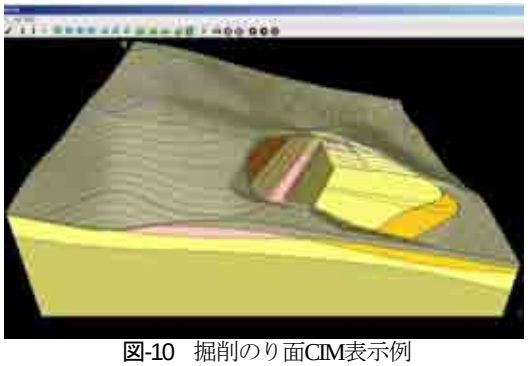


図-10　掘削のり面CIM表示例

当該地点においては，図-10に示すように，１期線海側トンネルに鉛直ボーリングが２本，今回検討した２期線山側トンネルに鉛直ボーリングが２本設定されており，トンネル軸方向における縦断図がそれぞれのトンネルで作成されていた．そして，新たに掘削する山側トンネルの坑口掘削のり面における安定性の検討は，図-9に示すトンネル軸における断面図を基に作成された２次元モデルを用いて，種々の安定計算などが実施されていた．

既往の掘削のり面における安定性評価および具体的な対策工の設計については，このように，ボーリングを実施するトンネル軸上の断面図，もしくは最ものり高の高くなる断面において実施される事例が多い．これは，既往の２次元図を用いた検討では，任意の箇所における断面図を多数作成することが困難なため，上述した施工上の条件，制約をもとに代表断面が決定され，その断面の地質図を作成し安定検討が実施される．この場合，例えば，当該地点のように地すべりが分布するのり面で検討を実施する際などでは，最も不安定になる地すべりの層厚が最も厚い断面はトンネル軸上であるとは限らないため，検討を実施する際には十分，留意する必要がある．

これに対して，本システムにおいては，複数の鉛直ボーリング孔の地質情報と，２つのトンネル軸上の断面図の地質情報を勘案し，その図面間やボーリング間の地質状況を推定した３次元地質モデルを構築できる．この地質モデルに掘削形状を反映させた図面を図-11に示す．

これをみると，赤色と黄色で示した基盤岩と上部不安定土塊とである段丘層との境界が海側から山側へ左上りの傾斜を呈していることがわかる．そして，追加横ボーリング孔を実施した際，現地で確認された実際の地質状況についても，写真-1，2に示すように，モデルと同様の位置と傾斜角で地質境界が認められた．

これにより，事前検討時において，最ものり面が不安定となるすべり土塊の層厚が最も大きくなる断面を特定するとともに，その位置で自動的に検討断面図を作成することが可能となる．また，掘削時においては，実際に確認された地質状況をもとに３次元モデルを修正することで，施工実績をまとめる地質図として適用できるとともに，地質区分ごとの掘削体積の算出など，施工数量を精度よく把握することができる．

②堤体材料の賦存量管理

既往のダムにおける検討の際には，図-4に示したような25～50m間隔で作成される地質縦断図をもとに，平均断面法を用いて堤体材料となる所要の品質[6]を有する母岩の賦存量が算出される．また，弊社施工のダム現場や大規模造成現場などにおいては，図-5に示すような３次元GISモデルを用いた管理が実施されており，図-4に示したような地質断面図などをもとに数m大の直方体で３次元モデルを構築し，賦存量を算定していた．

これらの既往の手法については，比較的簡便に賦存量管理を実施できる利点を有しているものの，２.⑵項で

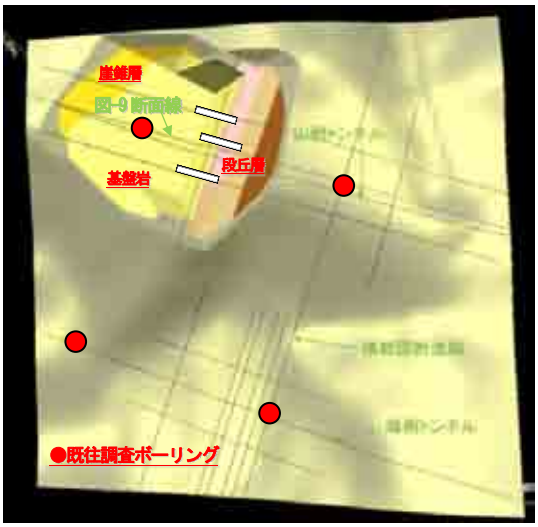


図-10　検討を実施した掘削のり面調査位置平面図

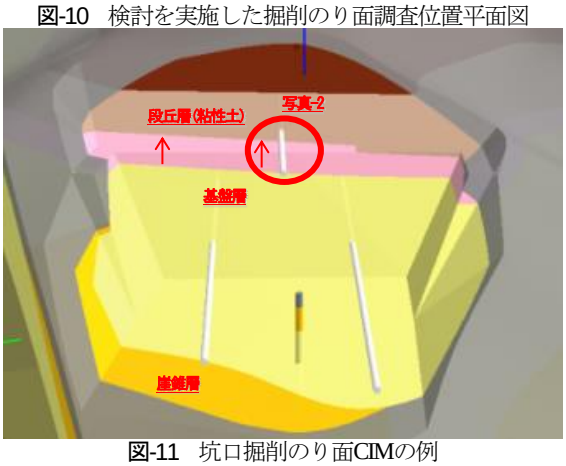


図-11　坑口掘削のり面CIMの例

写真-1　坑口掘削のり面全景

写真-2　坑口掘削のり面近景

示したように，実際の現場における採取実績と机上の検討数量の差異がやや大きい事例などが報告されていた．これに対して，当該システムにおいては，３．(2)a)項で上述したように，複数の断面図やボーリングなどから得られる地質の分布状況と地層の走向･傾斜などの情報などを考慮し，図-12に示すような，複雑な分布状況を呈する地質状況をより精度よく表現した３次元モデルを構築できる．そして施工時において，掘削に伴い掘削盤や法面で直接得られる地質情報をもとにモデルを逐次更新することにより，その精度をより高めることが可能となる．また，このように構築された３次元モデルにおいて，材質区分ごとの体積を容易に精度よく算出することができるとともに，任意の地質縦断図，横断図，スライス図などを作成することができる．

図-12に示すダム現場の堤体材料採取掘削のり面においては，複数の事前調査２次元地質図をもとに３次元モデルを構築し，堤体材料の賦存量を推定した．そして，堤体施工時においては，現地で実際の掘削箇所における地質状況を確認し３次元モデルを逐次更新することにより，賦存量算出精度を、図-5の３次元GISと比較して5%、平均断面法と比較して1.5%、高めることができた[5]．

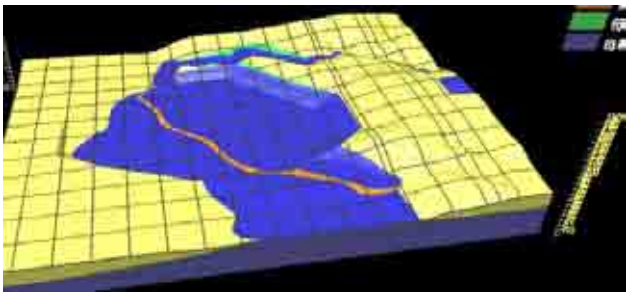


図-12　ダム母材賦存量管理システム

4.　あとがき

本論文においては，トンネルとダム･明かり掘削現場における地質情報CIM管理システムに関わる開発内容および現場における適用事例について詳述した．今後，本システムの適用事例を増やしていくとともに，新たな現場の要望に即した改良を進めていく所存である．これにより，調査時に得られる情報の量や精度に限界がある施工箇所の地質状況について，施工計画策定時における地質状況評価，施工時における実際の地質状況整理などの高度化を図ることができるとともに，竣工から維持更新時における地質情報のデータベースとしても適用できる有用なシステムとして，広く施工現場に展開していきたいと考えている．

参考文献

1)土木学会：CIM講演会2014(東京)講演集，2014
2) 家入龍太：CIMが２時間でわかる本，日経BP社，2014
3) 土木学会：トンネルの地質調査と岩盤計測，pp. 1，1983
4) 土木学会：ダムの地質調査，pp. 2，1986
5) 宇津木慎司，中谷匡志，藤井環希：ダム堤体材料の原石採取における賦存量 CIM 管理システムの構築，土木情報学年次講演会，2014
6)日本規格協会：ｺﾝｸﾘｰﾄ用砕石及び細砂，JIS-A5005，2009