

瀬田川水系砂防における山腹工技術について

田畑 至啓¹・山本 健二²

¹近畿地方整備局 道路部 道路計画第一課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

²近畿地方整備局 琵琶湖河川事務所 工務課 (〒520-2279滋賀県大津市黒津4丁目5番1号)

明治11年より実施してきた瀬田川水系砂防事業は、平成25年度末をもって事業を完了した。瀬田川水系砂防では、先人達により様々な工法が試行錯誤のうえ実施され、確立した山腹工技術により、山は緑を取り戻すに至った。その山腹工技術をとりまとめるとともに、その技術を伝承するため、取り組んできた活動についてとりまとめたものである。

キーワード 水系砂防、山腹工、保育工、植樹木、技術継承

1. はじめに

瀬田川水系砂防管内流域(図1)の山々は、奈良、平安時代において紫香楽宮造営や南都七大寺、石山寺、延暦寺等の寺社仏閣建立のための樹木伐採や、戦国時代に至るまで度重なる兵火などによる森林の荒廃が進んだ(写真1)。

この結果、江戸時代末期から明治時代にかけて、大雨のたびに流域内の禿禿地から流出した土砂が瀬田川を閉塞し、琵琶湖の水位を上昇させて大被害を引き起こしていた。また、土砂が淀川本川まで流出したため、過去幾度も淀川流域で土砂災害や水害が発生し、流域住民を苦しめ、堆積した土砂により、舟運にも支障を来たしていた。そのため、1874年(明治7年)には、淀川の修築工事が開始され、これらの修築工事の一環として、1878年(明治11年)から瀬田川等の上流域において、直轄砂防事業が開始された。

瀬田川水系砂防事業の目的は、下流に流出した土砂が河川に堆積することにより、下流域の治水安全度が低下

することを防ぎ、上下流にわたり安全性をバランスよく向上させることである。そのため、1878年より136年の間、堰堤等の溪流工事や積苗工等の山腹工事を施工してきた。

平成25年度末をもって、上下流バランスよく安全性が向上したため、事業を完了した。



写真1 荒廃状況 (明治41年頃の大津市田上山)



図1 瀬田川水系砂防管内 位置図

2. 瀬田川水系砂防の山腹工技術の変遷と確立

山腹工事は、禿禿地あるいは荒廃地に植生を導入し、表土の風化、浸食、崩壊の拡大を防止して土砂の生産、流出を抑制しようとする目的で実施した。

(1)山腹工

1878年(明治11年)から1897年(明治30年)頃までは、16種のような工法が工夫され、試みられた。工事の主要工作物は堰堤で、常時水流のある溪間には、石堰堤を設け、谷筋には専ら土堰堤を設置した。それら設置の目的は、溪床勾配の緩和による浸食の防止、山脚固定、流出土砂の貯留と調節という堰堤の基本機能のほか、堰堤によって造成される貯水池から水蒸気が発生し、山腹禿禿地の植物生育を盛んにする効果をも期待していた(写真2)。



写真2 堰堤工と山腹工 (昭和8年頃)

この堰堤設置と同時に山腹法面には山腹工として連束藁網工 (図2) を主体に、傾斜の急な箇所には専ら積苗工を施工し、場所に応じては柵止連束藁工、柵止連束柴工等を施工した。その他、芝網工、筋芝工、連束萱工等の類似の工種も数多く施工されたが、いずれも施工後の結果から1888年 (明治21年) ごろより淘汰され、1895年 (明治28年) 頃になると山腹工種は専ら積苗工だけとなった。

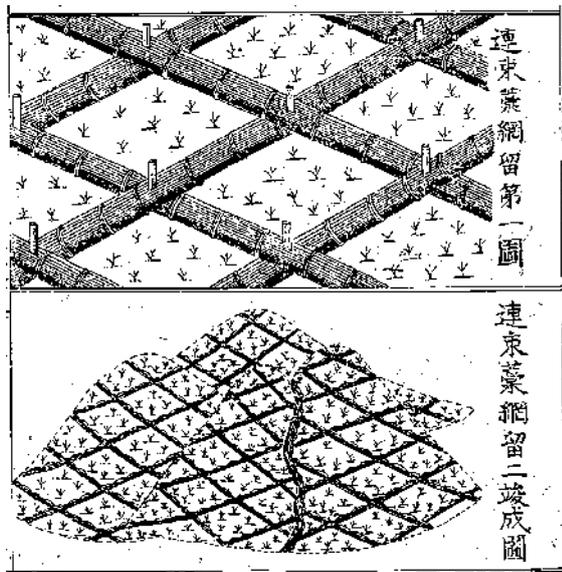


図2 連束藁網工図

積苗工も当初は間隔が広すぎ、植樹木もクロマツ単植でもあり、かつ法面の深耕を欠き施肥もしなかったため、植栽木は一時的繁茂にとどまって数年して萎縮あるいは枯死して積苗工を施した法面は再び露出崩壊し、法面の風化剥落土砂とともに谷止工を埋没破壊した。

このため、1897年 (明治30年) 頃からは、従来山腹法面をそのまま段切りし各種の工法を施していたのを改め、山腹法切工を行って一定勾配に掻きならし、これに各種の工法を加えて肥料を伏込むようにした、これにより、植栽木の生育はやや良好となり成果が認められるように

なった。

山腹工は大体この時期までに確立し、以後はあまり変化なく現在に至っている。

積苗工と同じ山腹階段工の一種として積石工が考案されたが、石材の調達が困難なところでも施工可能なものとしてブロック板積工が開発された。これは、運搬、取り扱いが容易であるため広く普及した。積苗工のなかでも、切芝を張り付けた芝積苗工が最も基本的であるが、切芝の供給が十分でないところを対象に藁を使った藁積苗工も開発された。

現在の山腹工の体系 (図3) 及び標準断面図 (図4) を以下に示す。

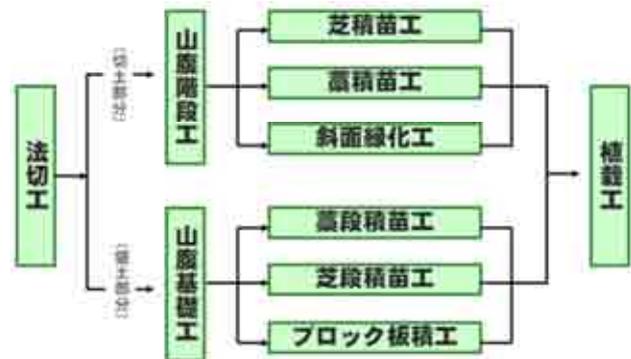


図3 山腹工 体系図

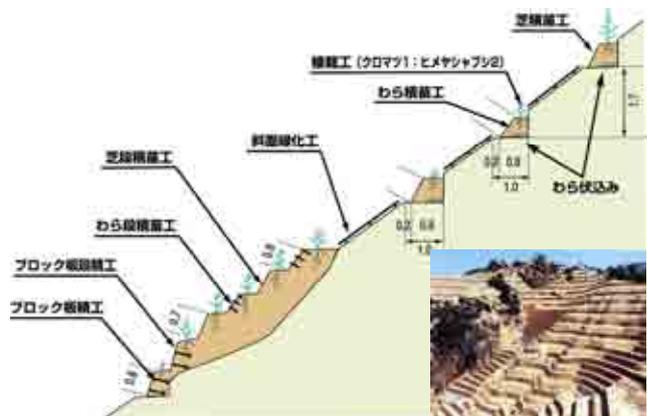


図4 山腹工標準横断面図

(2)植栽木

山腹工で最も重要視されたのが植樹であった。1889年 (明治22年) までは、ほとんどクロマツ苗の単純植栽であったが、花崗岩地の瘦地では、植えたあと肥料が欠乏すると同時に成長が止まり、生育がよくなかった。愛知郡斧磨村 (現愛荘町) 西川作平が禿地でも生育できるヒメヤシヤブシ (カバノキ科ハンノキ属) を発見して、その後1890年 (明治23年) には、甲賀郡岩根村 (現湖南市) 菩提寺 龍池藤兵衛がその育成に成功し、マツと混植して好成績を収めた。1905年 (明治38年) からマツをやめ、ヒメヤシヤブシ、ヤシヤブシの2種類に限定した

が、寿命が短く、肥沃地以外の痩悪地では、10年以内に成長が止まり、立枯れ状態となった。1920年（大正9年）からまたマツを復活して、マツ類1/3、ヒメヤシャブシ2/3の比率で混植した（図5）。このヒメヤシャブシについては、長年に渡り肥料木として活用され、専門技術者のみでなく地元の方々でも緑化への努力が実施された。



図5 植栽模式図

(3)保育工

植栽5年目頃より繁茂したヒメヤシャブシに被圧されたクロマツの枯死が目立ち始めることがわかった。

そこで、保育工Aとして4, 7, 10年目にヒメヤシャブシを間伐及び施肥を実施、間伐したヒメヤシャブシについては、そのまま肥料として敷きならした（図6）。この結果、クロマツが良好に生長するに至った。

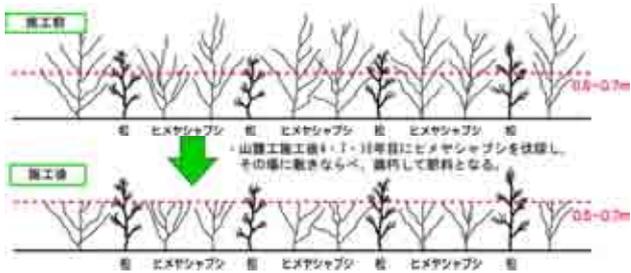


図6 保育工Aの概略図

施工後10年以上経過したクロマツが風化花崗岩地帯特有の土壌条件の悪さに耐え切れず徐々に衰退する施工地があった。

そこで、保育工Bとして、根の生活圏拡大のための床堀、養分補給のための化成肥料の施肥、掘返し土壌の圧密防止と肥料効果のための有機材料の投与などを実施した（図7）。この効果を把握するため、試験施工を実施し効果を確認したところ、無施工地に比べ保育工Bを実施した箇所はマツ類の生育が良好であるという結果が得られた（図8）。

これら、瀬田川水系砂防独自の保育体系の開発に至った。

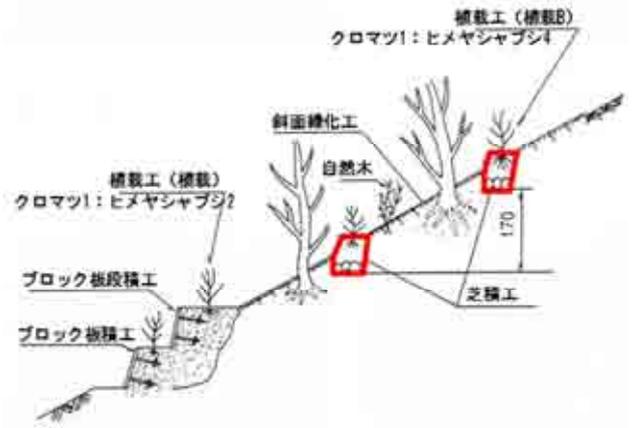


図7 保育工B 標準横断面図

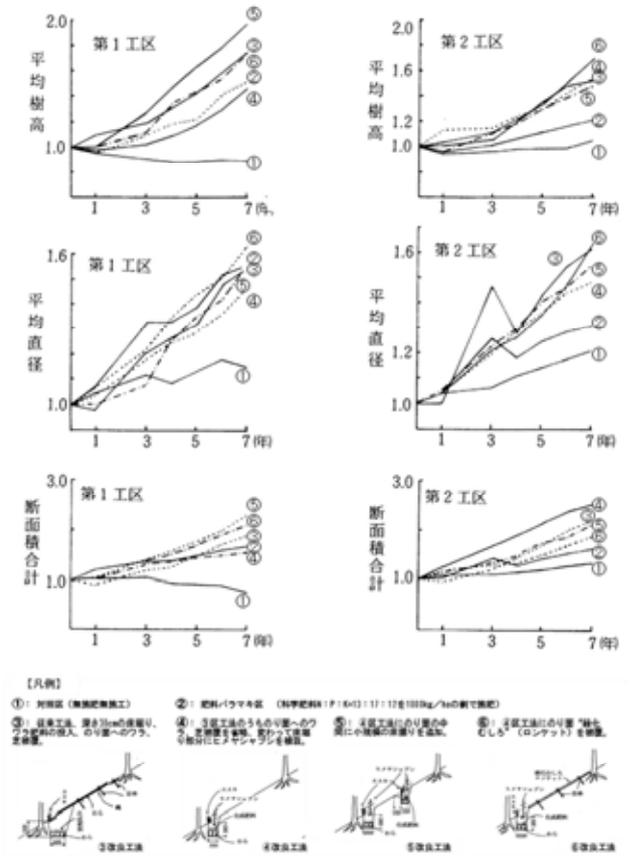


図8 保育工Bの試験施工毎のマツ類の平均樹高・平均直径・断面積の計測結果

3. 山腹工施工手順

瀬田川水系砂防における山腹工の施工手順を示す（図9）。

(1)法切工

山腹工事を行う山腹斜面には、不規則な起伏があったり、また、傾斜が急峻であったりして、山腹階段工の施工ができないので、これらの起伏をなくすとともに、急傾斜地の上部を切り取って緩傾斜とする。

(2)土留工

法切工により、切り落とした土砂及び山腹階段工による残土を、不安定のまま放置すると、降雨により流出するので、これらの滞積土砂を安定させるため、基礎工として図10に示すブロック板積工を施工する。ブロック板は、表板と控板と控棒パイプの3つからなり、個々に別々に運搬して現地で組み立てる。

(3)すじ付

法切した法面に水平にすじ付を行う。これは、土木工事の丁張りに相当する。

(4)山腹階段工

山腹斜面において、等高線上に水平階段を作り、雨水による浸食を防止するとともに保水をはかり、植栽床を造る。代表的な工種は積苗工であり、使用材料によって芝積苗工、藁積苗工に分けられる。藁積苗工は芝積苗工の主材料である芝の供給不足の箇所にて芝積苗工と交互に施工する。

a)芝積苗工

図11に示す断面にて床堀を行い1m当り4kgに束ねられた藁を有機質補給及び水分保持のため伏込む。仕立てはまず、敷芝を置き、次に面芝を敷芝の上に長辺を横にして立て、床堀残土を裏に埋戻し、足で踏み固めながら土羽板でたたいて締固める。2段目、3段目も同様に施工する。面芝の裏土が不足すると、上方斜面の残土を掘削して補充する。なお、面芝を仕上げる時、10m当り約90株のすすきをはさむ。

b)藁積苗工

図12に示す断面にて床堀を行い1m当り4kgに束ねられた藁を有機質補給及び水分保持のため伏込む。仕立ては、約30cmに切断した藁の根元部分を前面に向けて5cm程度前面に出し敷並べ、土羽板と足踏みで締固める。その時、藁の方向は仕上げ面に直角になるよう三段に仕立てていく。一般に施工後6ヶ月位たつと強度が落ちるので、藁の上部に種肥土を置いて仕立斜面の緑化を図る。

(5)法面緑化工(伏工)

山腹階段工間の裸地斜面を藁及び植生にて被覆し、冬期の凍上、夏期の豪雨による表面浸食及び水分蒸発を防止するものである。

山腹工階段工間の斜面に階段工と平行に3段にすじ付けを行い、幅10cm、深さ5cm程度の床堀を行う。床堀を行った箇所にて芝を植付け、芝の上部に種肥土を播種する。その後、その上から藁を穂先が中央になるように上部及び下部から敷ならべ、その上から縄のより目に竹串を刺して藁を固定する(図13)。

(6)植栽工

2年生木のクロマツと1年生木のヒメヤシヤブシを植栽比1:2で植栽する。ブロック板積工及び段積苗工施工箇所においては80cm、積苗工(床堀箇所)においては40cmの間隔で植栽する。

樹木苗は、2月下旬から4月上旬までに植栽するのが最適である。



図9 山腹工施工(例)の流れ



図10 ブロック板積工

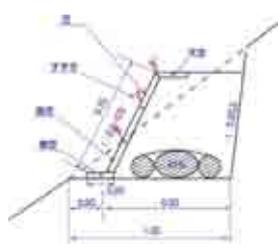


図11 芝積苗工



図12 藁積苗工

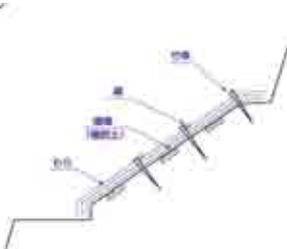
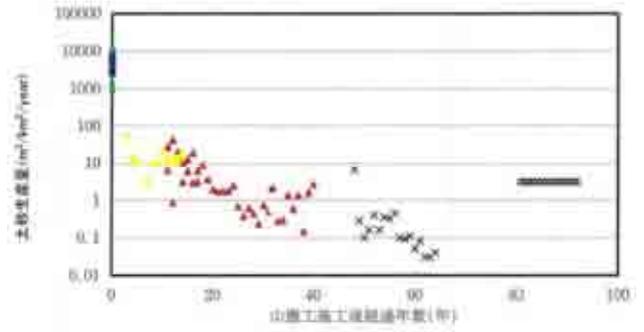


図13 法面緑化工



調査地点	グラフ中の凡例	平均年数 (年)	施工年数
山腹工施工地	川崎	23	1980
	香取谷	22	1924-1925
	飯生	18	1888
雑地	飯前	35	1899
	香取	24	-

図15 山腹工施工後の経過年数と土砂生産量との関係

4. 山腹工施工による効果

このような経過のもと山腹工の施工により、禿禿地は激減し(図14)、山は緑を取り戻すに至った(写真3)。

また、長年観測してきた試験地での結果より、山腹工施工地では土砂生産量が裸地に比べて3オーダー以上減少、斜面の植生被覆が進むと土砂生産量は年々減少し、施工後20年以上経過するとほとんど土砂生産は認められていない(図15)。



写真3 山腹工施工前との比較(大津市田上山)

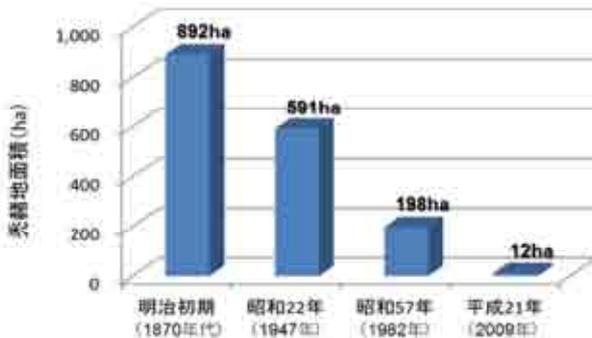


図14 禿地の変化(大津市田上山)

5. 山腹工技術伝承の取組み

(1)卒業記念植樹

a)実施内容

山腹工技術、瀬田川水系砂防及びその歴史を伝承するため、地元自治連合会で構成される大津市田上山砂防協会主催のもと、連携して地元小学校6年生を対象に卒業記念植樹を実施してきた。

1974年(昭和49年)淀川水系砂防事業100周年を記念し「淀川百年記念の森」の整備を行い、ここで地元小学生による記念植樹が行われた(写真4)。これを契機とし、地元小学校卒業生による卒業記念植樹が毎年開催されるようになった。

事業完了までの間、延べ1万人以上の小学生が卒業記念植樹に参加し、延べ3,000本以上の植樹を行った。



写真4 記念植樹状況(1974年)

b)記念植樹の追跡調査結果

1974年(昭和49年)に植樹した「淀川百年記念の森」は、現在、樹木に覆われている(写真5)。



写真5 「淀川百年記念の森」整備後と現在

また、これまで植樹した箇所の調査結果より、平成2年度以前で高木層が見られ、概ね20年程度で高木層に至る階層構造が形成されている（図16）。



写真6 砂防体験学習の状況（2013年）

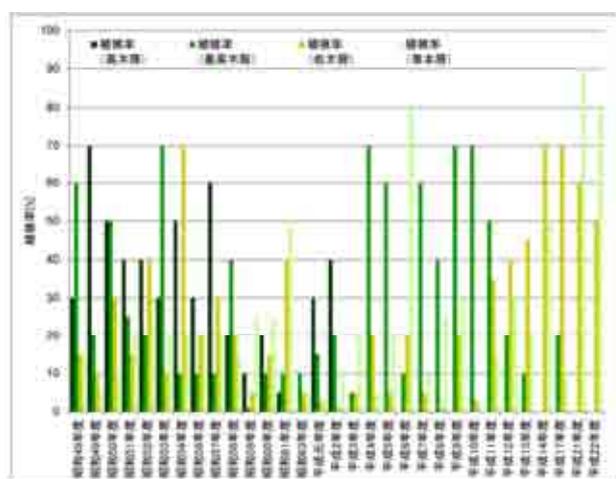


図16 記念植樹地での植生率

(2)砂防体験学習

山腹工技術、瀬田川水系砂防及びその歴史を伝承するため、地元小学4年生を対象に山腹工を実体験する砂防体験学習を実施してきた（写真6）。山腹工が完了（保育工除く）した2002年度（平成14年度）から実施し、事業完了までの12年間で、延べ1,297名が参加した。

6. 今後の課題

1878年（明治11年）より136年間実施してきた瀬田川水系砂防事業であるが、完了をむかえ、これまで試行錯誤のうえ確立した山腹工技術などを今後も継承していくことが重要であり、また、その確立までに至った先人達の偉業を後世に伝えることも重要である。

また、これらが記述された古い貴重な資料も散在することなく、適正な管理のもと、保存・伝承していくことが重要な課題であると考えます。

謝辞：貴重な用地の提供をいただきました地権者の皆様をはじめ、地元関係者の皆様、沿川各自治体の皆様、また、地元、学識経験者をはじめ、偉大な功績を残された先人の皆様のご協力とご尽力のもと、瀬田川水系砂防事業を完了することができましたことに、厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 瀬田川砂防のあゆみ 琵琶湖工事事務所 1998
- 2) 淀川流域 瀬田川砂防史編 琵琶湖工事事務所 1979
- 3) 瀬田川砂防調査報告書其の29,1983
- 4) 水理眞寶 市川義方著

名塩道路八幡トンネルにおける 無導坑方式の設計について

田中 孝・谷口 大樹

近畿地方整備局 大阪国道事務所 管理第二課 (〒536-0004大阪府大阪市城東区今福西2-12-35)

近畿地方整備局 兵庫国道事務所 工務第一課 (〒650-0142兵庫県神戸市中央区波止場町3-11)

名塩道路八幡トンネル (L=291.8m) は、全線にわたって低土被り (土被り約5m~22m) かつ上下線が近接するめがねトンネルである。本設計では、同種の施工事例を調査し、近年のめがねトンネルにおける設計、施工の動向や最新の知見を把握した上で、当初計画されていた導坑方式から無導坑方式へと変更し、数値解析と施工事例の両面から支保構造および覆工構造を決定した。また、めがねトンネル施工に伴う地山のゆるみ領域の拡大を抑制するため、補助ベンチ付全断面掘削工法による早期閉合を用いた施工計画を検討した。

キーワード 山岳トンネル, 無導坑方式めがねトンネル, 低土被り, 早期閉合

1. はじめに

国道176号は、京都府宮津市から阪神北部地域を経由して大阪市に至る延長約147kmの主要幹線道路である。このうち名塩道路は、西宮市山口町から宝塚市栄町の区間について、現道拡幅を主体として計画された延長10.6kmの道路である。当該区間の現道は、カーブが多く幅員が狭小な2車線道路に1日当たり約2万台を超える交通量があり、慢性的な交通渋滞が生じている。さらに一部区間では、異常気象時通行規制区間に指定されているとともに、ほとんどの区間に歩道が無い歩道がある場合も幅員が極めて狭いため、交通安全の確保が求められている。

本報告では、名塩道路内に計画される八幡トンネルにおいて、全線にわたる低土被りかつめがねトンネルという特殊条件下での設計及び施工計画について報告する。

2. 設計の背景

一般的な山岳トンネルは、相互の近接影響を回避するためトンネル中心間の離隔を約 3D (D: トンネル掘削幅、通常の2車線トンネルの場合 D=10m) 確保する。しかし、用地上の制約等からトンネル間の離隔が確保できず、2本のトンネルを近接させる場合に、その形状からめがね (超近接) トンネルと呼ばれる特殊なトンネル構造となる。2本のトンネルの最外面間の離隔は 0~1m 程度であることが多い。



図-1 名塩八幡トンネル位置図及び断面 (DIII)

日本のめがねトンネルの歴史は、伊祖トンネル(1974.6-1975.5:沖縄県浦添市, L=90m, 矢板工法・機械掘削)に始まる。その後、めがねトンネルの施工は導坑方式(中央導坑+側壁導坑、中央導坑)が主体であった。近年の設計・施工技術の発達を受け、導坑方式の課題であった工期短縮やコスト削減を目指して下津トンネル(H13-16)、大門寺トンネル(H14-16)にてめがねトンネル掘削へ無導坑方式が採用された。以降も施工実績を積み重ね、めがねトンネルにおける無導坑方式での施工が確立されつつある¹⁾。この背景には、トンネル掘削に伴う緩み荷重(全土被り荷重)を担保した支保構造仕様や中間地山の補強、掘削断面の早期閉合を行うことで、単独トンネル2本を超近接させて掘削する無導坑方式でのトンネル構造の成立性が実証されたことが大きな要因となっている。本設計においても、無導坑方式の優位性を確認した上で、前述したトンネル構造の成立性に配慮し、詳細設計及び施工計画を検討した。

3. めがねトンネル構造設計方針

八幡トンネルが計画される地山は、神戸層群の砂岩、レキ岩から構成され、トンネル全線にわたって低土被り(最大土被り約22m)となる。また、トンネル周辺には神社およびマンション・立体駐車場が存在し、トンネル掘削に伴う影響が懸念された。今回のような特殊なトンネル設計には、通常のトンネル設計手法の適用が困難であるため、以下の方針により支保構造及び覆工構造仕様を決定した。

- ①近年の同種トンネルの施工事例の分析を行い、暫定的に支保工・覆工構造仕様を設定
- ②数値解析(FEM解析)による支保構造仕様及び掘削方法等の検証
- ③②に加え、めがねトンネルの特性を考慮し、トンネル間の中間地山の全土被り荷重による支保構造仕様の照査を実施

4. 支保構造・覆工構造の検討

(1) 同種トンネルの施工実績

無導坑方式めがねトンネルのトンネル構造は、後進坑の掘削に伴う近接影響(緩み荷重)を先進坑のどの構造部材が負担するかによって表-1のように分類される。

表-1 無導坑方式めがねトンネル構造

タイプ①:支保・覆工等厚タイプ 支保工+中間地山(改良)が荷重を負担
タイプ②:支保工増厚タイプ 支保工+支保工増厚分が荷重を負担
タイプ③:覆工増厚タイプ 支保工+覆工が荷重を負担

近年の施工事例からは、支保工及び中間地山によって後進坑掘削に伴う緩み荷重を負担するタイプ①が多く適用されている。当該地山は施工事例と比べ比較的良好であることや直上に構造物が無いことから、本設計においてもタイプ①:支保・覆工等厚タイプを適用した。

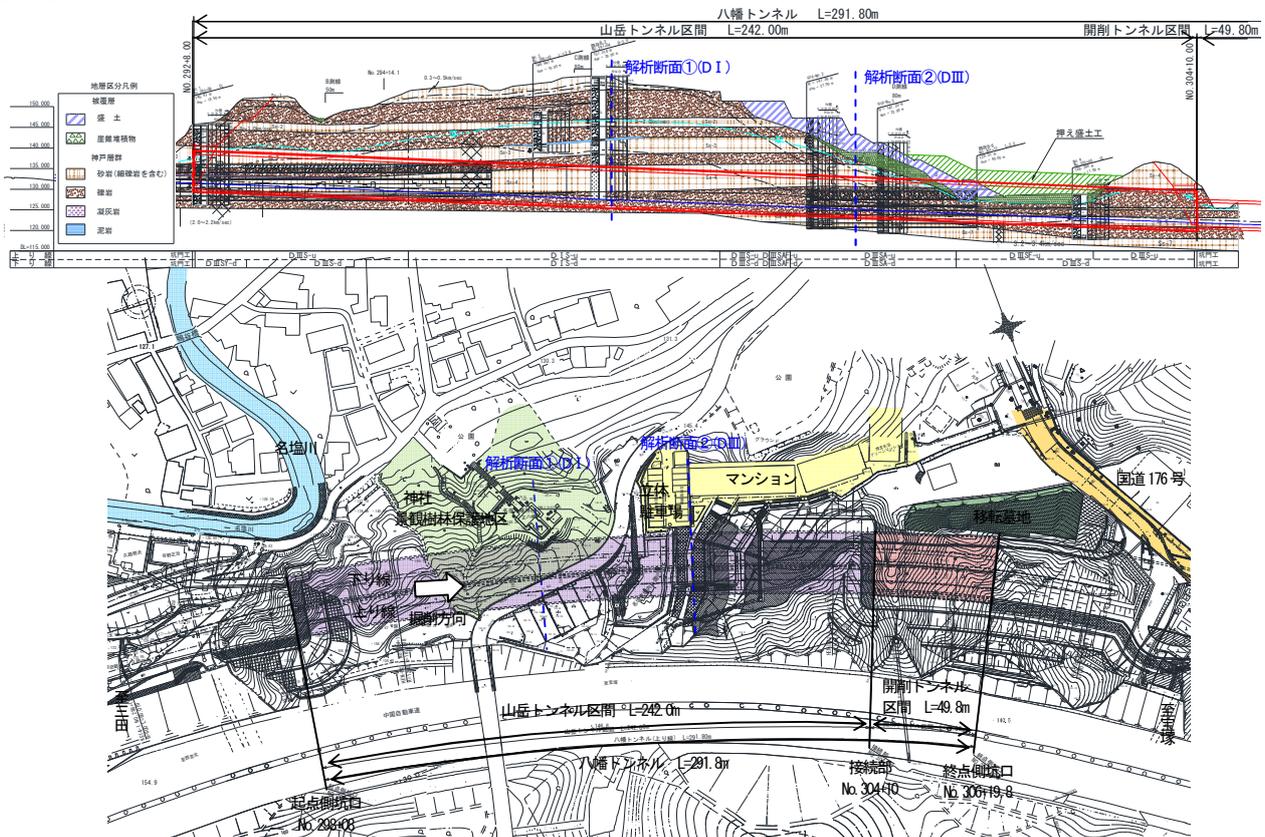


図-2 地質縦断面図及び平面図

支保構造及び覆工構造仕様については、以下のような傾向が見られた。これを参考とし、暫定的に支保構造及び覆工構造仕様を設定した。

- ・吹付けコンクリート：標準厚～+5cm（先進坑は高強度）
- ・鋼製支保工：標準仕様～1ランクアップ
- ・ロッドボルト：標準仕様（4m）
- ・覆工コンクリート：標準仕様+5～10cm（単鉄筋、複鉄筋）
- ・インバートコンクリート：標準仕様+10～15cm（単鉄筋、複鉄筋）
- ・中間地山補強：注入式ボルト（FRP）

(2) FEM解析

施工事例より暫定的に設定した支保構造仕様の検証としてFEM解析（二次元非線形弾性モデル）を実施した。解析断面は、解析断面①：神社近接断面（DI, 最大土被り）及び解析断面②：マンション近接断面（DIII）の2断面とした（図-3, 4）。解析に用いた地山物性値、支保工物性値、各種許容値は表-2～4に示す。また、櫻井ら

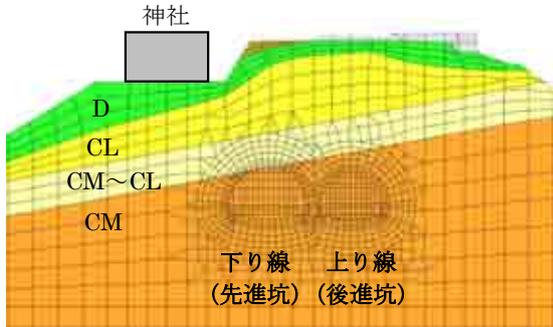


図-3 解析断面①：神社近接断面

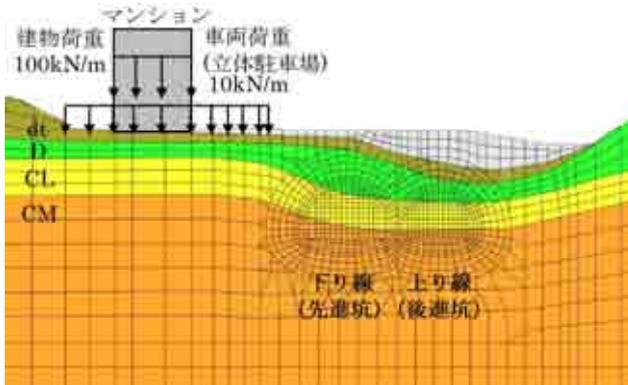


図-4 解析断面②：マンション近接断面

の提案する直接ひずみ法³⁾による切羽安定性の評価及び破壊近接度法による地山の安全性評価を実施し、実績と理論の両面から検証を行なった。

また、掘削順序についてもFEM解析を用いて比較を行なったが、どちらを先行掘削しても変位量に大きな差は見られなかった。ここでは、掘削断面積が大きく、近接構造物側を通過する下り線を先行して掘削し、トンネル構造を構築することで近接構造物への影響を極力抑制することとした。トンネル掘削工法は後述する補助ベンチ付き全断面掘削工法（早期閉合）として、解析ステップ～掘削順序を反映した。

表-2 地山物性値一覧

地質	単位体積重量 γ [kN/m ³]	変形係数 E [kN/m ²]	粘着力 C [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [deg]
盛土	19.0	4,000	20	25.0※
dt	18.0	4,000	15	25.0※
D	20.0	63,000	50	30.0
CL	23.0	186,000	400	30.0
CM~CL	23.5	561,000	600	35.0
CM	24.0	1,514,000	1000	40.0

※初期応力解析において地盤に破壊領域が生じないように調整した値

表-3 支保工物性値及び許容応力度一覧

鋼製部材	仕様	弾性係数 E [kN/m ²]	許容応力度 [kN/mm ²]※
吹付けコンクリート	$\sigma_{ck} = 18$ [N/mm ²]	4.0×10^6	6.75
高強度吹付けコンクリート	$\sigma_{ck} = 36$ [N/mm ²]	6.0×10^6	13.5
鋼製支保工	H-125	2.0×10^8	210
	H-150	2.0×10^8	210
	H-200	2.0×10^8	210

※施工時耐力として許容応力度（長期）を50%増しとした値

表-4 近接構造物の許容値

構造物	許容沈下量 [mm]	傾斜角 [rad]
神社	15mm	0.3×10^{-3}
マンション	20mm	0.5×10^{-3}
立体駐車場	8mm	—

表-5 解析結果(1) (FEM解析：解放率 掘削時 30%、支保設置時 70%)

評価項目 解析ケース	支障物件への影響			一次支保工の耐力検証					
	最大沈下量 ※0は許容値 δ (mm)	最大傾斜角 ※0は許容値 Δ (rad)	判定	吹付けコンクリート			鋼アーチ支保工		
				発生応力 σ (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	判定	発生応力 σ (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	判定
解析断面① (DI) 八幡神社と近接 (吹付けコンクリート: t=15cm、鋼製支保工: H-125) : DIの標準パターン									
上り線(後行)	2.5	1.2×10^{-4}	OK	2.49	\leq 6.75	OK	3.75	\leq 210	OK
下り線(先行)	(≤ 15)	($\leq 0.3 \times 10^{-3}$)		12.70	$>$ 6.75 \leq [高] 13.50	NG OK	6.74	\leq 210	OK
解析断面② (DIII) マンションと近接 (吹付けコンクリート: t=25cm、鋼製支保工: H-200) : DIIIの標準パターン									
上り線(後行)	2.7	1.6×10^{-4}	OK	1.48	\leq 6.75	OK	85.0	\leq 210	OK
下り線(先行)	(≤ 20)	($\leq 0.5 \times 10^{-3}$)		3.22	\leq 6.75	OK	103.2	\leq 210	OK

まず、トンネル掘削に伴う地山の応力解放率を先進坑及び後進坑ともに掘削時30%、支保設置時70%²⁾にて解析を行い、施工実績より設定した支保構造仕様の妥当性を検証するとともに近接構造物への影響がないことを確認した。解析断面① (D I) においては、先進坑(下り線)に高強度吹付けコンクリート ($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$) の採用が必要となった(表-5)。

(3) 全土被り荷重による支保工応力度照査

既往の研究よりめがねトンネルの特性として、トンネル掘削に伴う地山の緩みが重複することで緩み領域が拡大するため、トンネル中間地山の緩み荷重(緩み高さID:Dは両トンネルの掘削幅)が中間地山と一次支保工に作用する可能性が指摘されている⁴⁾。本トンネルにおいては、全線にわたり低土被り (ID以下) であるため、中間地山の全土被り荷重が作用することを想定し(図-5)、先進坑の支保応力度の照査を行った。具体的には、後進坑掘削において応力解放率を掘削時100%としたFEM解析結果を用い、先進坑の一次支保工と中間地山自身による荷重の分担率を算出し、中間地山の全土被り荷重(P)に対する分担荷重の軸力を用いて、先進坑の一次支保耐力を照査した。照査の結果、解析断面① (D I) においては、鋼製支保工H-150及び高強度吹付けコンクリート厚20cmへとランクアップすることが必要となった。解析断面② (D III) においては、高強度吹付けコンクリ

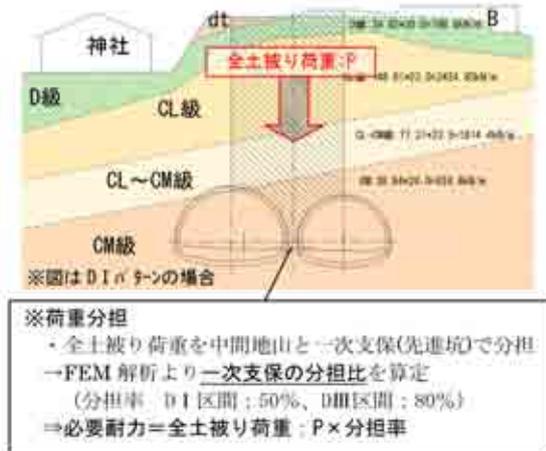


図-5 全土被り荷重の算定

ートの採用が必要となった(表-6)。

後進坑の支保構造については、先進坑以上の応力が作用しないことがFEM解析より判明しているが、安全側を考慮し、鋼製支保工及び吹付けコンクリート厚さは先進坑と同等とし、施工事例より吹付けコンクリートの強度は通常仕様 ($\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$) を採用した(図-6)。

(4) 覆工構造の設定

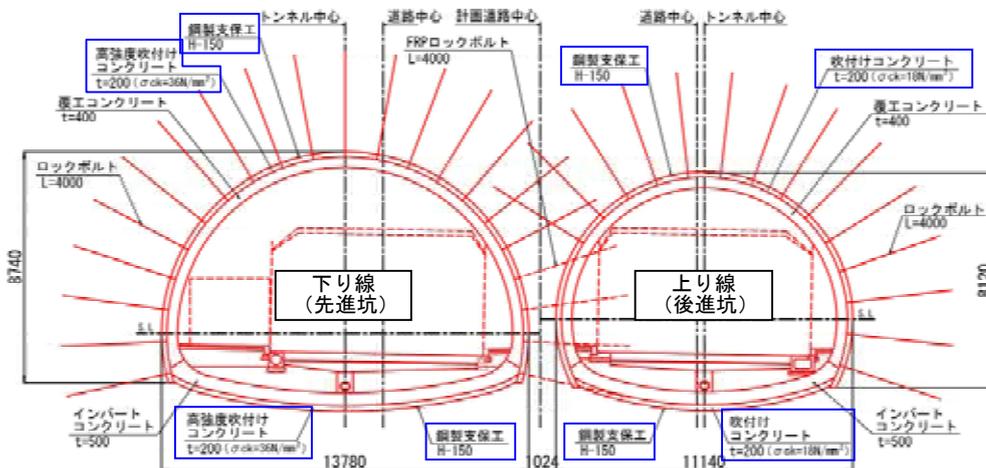
トンネル掘削に伴う荷重は支保工のみで負担し、変位が収束した後に覆工を打設するため、基本的に覆工へ地山からの荷重が作用しないと考えられる。しかし、めがねトンネルのメカニズムやその特殊性より未だ不明な点多く、覆工にどの程度の補強を行うかについては、統一的な考え方が定められていない状況である。そのため、施工実績を参考とし、以下のように設定した。

- D I (上下線) : 覆工厚40cm【無筋】
- D III (上り線) : 覆工厚40cm【複鉄筋, D22】
- D III (下り線) : 覆工厚45cm【複鉄筋, D22】

表-6 解析結果(2) (全土被り荷重照査)

項目	先進坑 支保耐力の検証		
	許容耐力 [短期 ^{※2)}] (kN)	必要耐力 (kN)	判定
D I 区間			
1) D I パターンの高強度仕様 ^{※1)}			NG
・吹付けコンクリート: t=15 cm【高】	2025	< 3486	
・鋼製支保工 : H-125	630		
・合計	2655		
2) D I S パターン ^{※1)}			OK (採用)
・吹付けコンクリート: t=20 cm【高】	2700	≥ 3486	
・鋼製支保工 : H-150	833		
・合計	3533		
D III 区間			
1) D III パターンの標準仕様			NG
・吹付けコンクリート: t=25 cm	1688	< 3610	
・鋼製支保工 : H-200	1334		
・合計	3022		
2) D III パターンの高強度仕様 ^{※1)}			OK (採用)
・吹付けコンクリート: t=25 cm【高】	3375	≥ 3610	
・鋼製支保工 : H-200	1334		
・合計	4709		

※1) 吹付けコンクリートは高強度コンクリート(36N/mm²)、※2) 許容応力度×1.5倍



□ : 支保構造の検討により標準仕様からランクアップしたもの

図-6 八幡トンネル構造 (D I S)

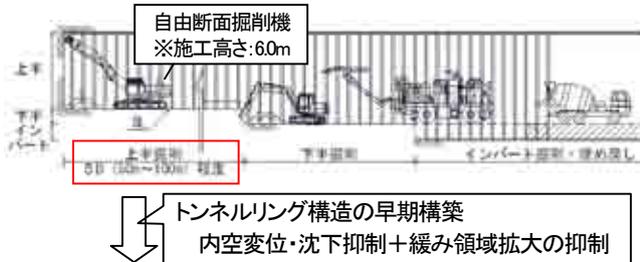
5. 施工計画の検討

(1) 掘削工法の設定

めがねトンネルでは、トンネル掘削に伴う地山ゆるみ領域が相互に干渉し、通常のトンネルよりも広範囲にわたるため、天端沈下・内空変位の拡大が懸念される。本設計ではトンネル構造の成立性を考慮し、掘削切羽の近傍で早期にトンネルのリング構造を構築することで、変位の抑制し、ゆるみ領域拡大の抑制が期待できる補助ベンチ付全断面掘削工法による早期閉合での掘削を計画した(図-7)。

補助ベンチ付全断面掘削工法による早期閉合を行う場合には、下半盤の位置から天端高さまでの掘削能力が必要となる。しかし、国交省で標準的に用いられる自由断面掘削機では施工高さが足りないため、早期閉合において適用事例が多く、汎用機械であるツインヘッダを適用することとした。

○上半先進掘削工法:機械掘削における一般的な掘削工法
⇒掘削切羽から約100m以上離れてトンネルリング構造が完成



○補助ベンチ付全断面掘削工法(早期閉合)
⇒掘削切羽から2~3m程度の離れでトンネルリング構造が完成

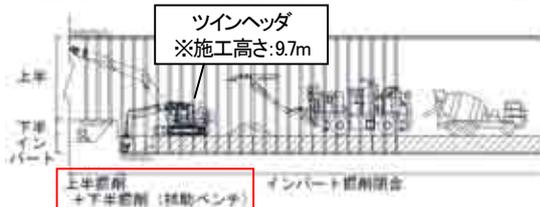


図-7 補助ベンチ付全断面掘削工法による早期閉合

(2) 縦断方向上下線間離隔の設定

名塩道路事業の全体工程上の制約からトンネル供用までの期間が限られており、上下線を同時期に掘削する計画とすることで工期短縮を図った。これに伴い、縦断方向の掘削影響を考慮した両トンネル切羽の離隔設定が課題となった。同種トンネル施工事例の内、識名トンネル⁹⁾においては、上下線トンネルの縦断方向の掘削影響は、離隔約50mより徐々に先進坑支保への応力の増加が確認され、約20mとなると顕著に応力の増加が見られることが報告されている。これより、今回は識名トンネルの実

績による50mの離隔に加え、後進坑の切羽到達時に同地点で先進坑の吹付けコンクリート強度が発現していること(材齢28日)を考慮することとした。その結果、1ヶ月の掘進長は約50mとなることから縦断方向の上下線間の離隔を約100mと設定した。

6. まとめ

全線にわたる低土被りかつめがね構造となる特殊な条件下でのトンネルに対し、近年のめがねトンネル設計、施工の動向及び考え方を整理の上、以下の設計、施工計画を検討した。

- ①無導坑方式めがねトンネル構造の採用
- ②FEM解析及び全土被り荷重照査によるトンネル支保構造の決定
- ③補助ベンチ付全断面掘削工法による早期閉合の適用
- ④近接施工影響を考慮した縦断方向の離隔設定

7. おわりに

西宮市との協議の結果、トンネル名称は「名塩八幡トンネル」に決定し、着々と施工が進められている。施工により得られた計測データより、設計時の考え方や手法の妥当性を検証するとともに、得られた知見が今後の同種設計へフィードバックされ、技術発展に寄与することが望まれる。

謝辞

最後に本設計にあたり、国土交通省国土技術政策総合研究所真下道路構造物研究部長には非常に貴重な助言を頂いた。また、本論文作成あたりご協力いただいた関係者の皆様に感謝を申し上げる。

参考文献

- 1) 臨床トンネル工学研究所：無導坑めがねトンネル小委員会報告書
- 2) 真下英人・水川雅之・日下敦：トンネル早期閉合効果に関する解析的検討，トンネル工学報告集 第17巻 p35-41, 2007.11
- 3) 櫻井春輔：都市トンネルの実際，鹿島出版会，1998.3
- 4) 石川靖治・上村正人・米田裕樹・中川浩二：斬新な設計・施工のめがねトンネルで市街地に挑む，トンネルと地下 第34巻5号 p35-44, 2003.5
- 5) 新城実・玉城守克・津中重彦・島田智浩：小土かぶりの住宅直下を全断面早期閉合により施工，トンネルと地下 第40巻7号 p17-25, 2009.7

地すべり面・破砕帯下における 海老坂トンネル施工について

濱田 大輔¹

¹滋賀県 土木交通部 道路課 (〒520-8577滋賀県大津市京町一丁目1番1号)

(仮称)海老坂トンネルは、同区間内に位置する延長294mの山岳トンネルであり、両坑口部においては円弧すべりが確認され、近畿圏ではあまり例を見ないトンネル全線に亘り破砕帯が分布する未固結地山が確認された。そのため、トンネル掘削に伴い天端の安定および切羽面の安定が非常に重要な課題となった。

本論文は、トンネル掘削開始から貫通までに行った長尺鋼管フォアパイリング、鏡ボルトおよび注入式フォアポーリングといった掘削補助工法の中でも、特に長尺鋼管フォアパイリングおよび注入式フォアポーリング施工中に発生した問題および対策について紹介するものである。

キーワード 地すべり, 破砕帯, 長尺鋼管フォアパイリング, 鏡ボルト
注入式フォアポーリング

1. はじめに

本トンネルは、国道303号全体道路整備区間 (4.1km) 内に位置する延長294mの山岳トンネルである。

図-1に事業全体の計画平面図を示す。

起点側、終点側の両坑口部は地すべりが認められ崖錐性堆積物からなる偏圧地形であり、一般部についてはトンネル全線に亘り破砕帯(層状チャート)が分布する未固結地山となっている。このような条件下での施工となるため、トンネル掘削に伴う地すべり対策、天端の安定対策および鏡面の安定対策が不可欠である(図-2参照)。

本トンネルにおいては、地山条件を踏まえ、対策効果、施工実績、施工性、経済性を考慮した最適な掘削補助工法を計画した。

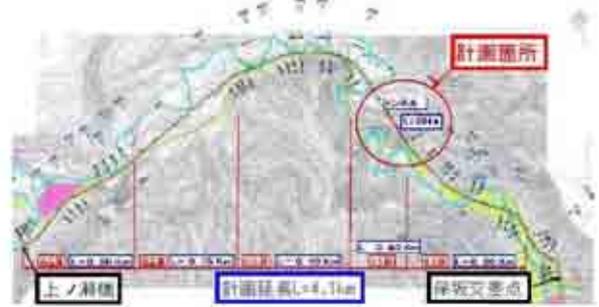


図-1 事業全体計画平面図

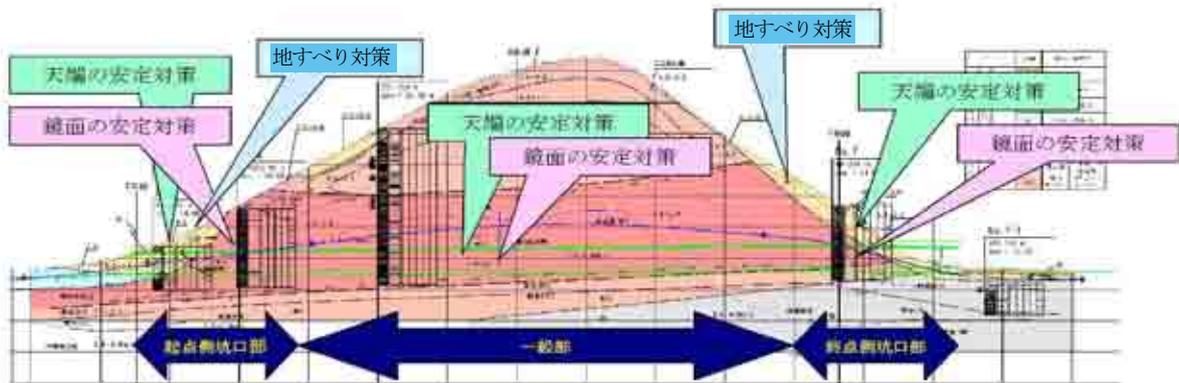


図-2 地質縦断面図及び各種対策

2. 掘削補助工法の計画

掘削補助工法とはロックボルト、吹付けコンクリート、鋼製支保工など通常の支保パターンでは対処できないか、対処することが不経済もしくは技術的に困難な場合に、切羽の安定性・トンネルの安全性確保ならびに周辺環境の保全のため、主に地山条件の改善を図る目的で適用される補助的または特殊な工法のことである。

(1) 工法選定

a) 一次選定

表 - 1 により一次選定を行い、専用機械を必要とせず、地山条件においても効果の期待できる先受工および鏡補強工を選定した。

表 - 1 一次選定

工法	補助工法の目的					適用地山条件
	天端安定	緩み抑制	注下対策	地山改良	土砂	
先受工	○	○	○	○	○	○
鏡面の補強	○	○	○	○	○	○

◎：比較的によく用いられる工法。○：場合によって用いられる工法

b) 二次選定

表 - 2 により二次選定を行い、施工箇所に応じた先受工を選定した。

表 - 2 二次選定

比較項目	注入式フォアボーリング	長尺鋼管フォアボーリング
工法概要	切羽面から上半アーチ外周部に5m未満の短尺ボルトを打設し、急硬性注入材にて地山改良する工法。	切羽面から上半アーチ外周部に10m以上の長尺鋼管を打設し、セメントやウレタンで地山改良する工法。
天端・鏡面安定効果	○ 効果は同程度	○ 効果は同程度
緩み抑制効果	△ 地すべり抑制効果に不安が残る。	◎ 地すべり抑制効果が高い。
施工性	○ 専用機不要	○ 専用機不要
経済性	135万円/m	150万円/m
評価	一般部に適用	両坑口部に適用

(2) 先受工

a) 両坑口部

両坑口部における天端の安定対策および地すべり対策としては、地山の緩み抑制を備えた長尺鋼管フォアパイリング（以下AGF工法）を採用した。

地質は崖錐性堆積物および破碎帯（層状チャート）で

あることから砂質土と評価し、注入材は砂質土での適用性の高いウレタン系のシリカレジンを採用した。

b) 一般部

一般部については天端の安定対策として、地山注入改良により天端部の崩落を防ぐことができ、AGF工法より経済性で勝る注入式フォアボーリングを採用した。

地質は破碎帯（層状チャート）であることから砂質土と評価し、両坑口部と同様に注入材はウレタン系のシリカレジンを採用した。

(3) 鏡補強工

表 - 3 に切羽安定性評価の検討結果を示す。地山が破碎帯であることを考慮すると粘着力は低く評価することが妥当であり、切羽は自立しない可能性が高く、鏡面の安定対策の補助工法が必要である。

表 - 3 切羽安定性評価の検討結果

検討手続	検討結果	備考
1. 見かけの弾性係数と土質比による実測	粘り評価は不安定～崩壊	
2. 切羽安定に必要なc/φと土質り数、内部摩擦角の照査	粘着力 10kN/m ² の場合、崩壊 粘着力 45kN/m ² の場合、安定	
3. 極限解析法：村田の式	粘着力 10kN/m ² の場合、 風口部：切羽の自立性が悪い ゆるみは切羽前方3.0m 水平押し出し力：106.3kN 一般部：切羽の自立性が悪い ゆるみは切羽前方1.5m 水平押し出し力：107.8kN 粘着力 45kN/m ² の場合、 坑口部、一般部ともに安定	坑口部：崖錐性堆積物（一般部）：層状チャート
4. 極限解析法：簡易安全計算法	粘着力 10kN/m ² の場合、安全率 0.78 安全率を満足しない 粘着力 45kN/m ² の場合、安全率 0.70 安全率を満足しない	
5. 数値解析法	補助工法なし、残存し、長尺鋼管フォアパイリングでは限界ひずみの上限値を超えるため、切羽の自立が懸念される。一方、長尺 GFRP 鏡補強工を入れることで切羽は安定する。	

当該トンネルにおいては、水平押し出し力が大きく切羽前方に緩み領域があると考えられるため、鏡吹付けコンクリートだけでは地山の押し出しを抑制することは困難であり、鏡ボルトによる切羽面の拘束と緩み領域外への定着が必要である。

よって、表 - 1 による一次選定により選定した鏡吹付けコンクリートおよび鏡ボルトの両方を採用した。

3. 掘削補助工法の施工

(1) 両坑口部

a) 概要

両坑口部における断面図および縦断面図を図 - 3 に示す。また、AGF工法の注入工詳細図を図 - 4 に示す。AGF鋼管打設・注入については隣接管への注入材の逸脱を防止するため、先行管打設注入→後行管打設注入の順に行う。なお、後行注入については注入圧の上昇に注意しながら最大で定量（133kg/本）の2倍まで注入を行う。

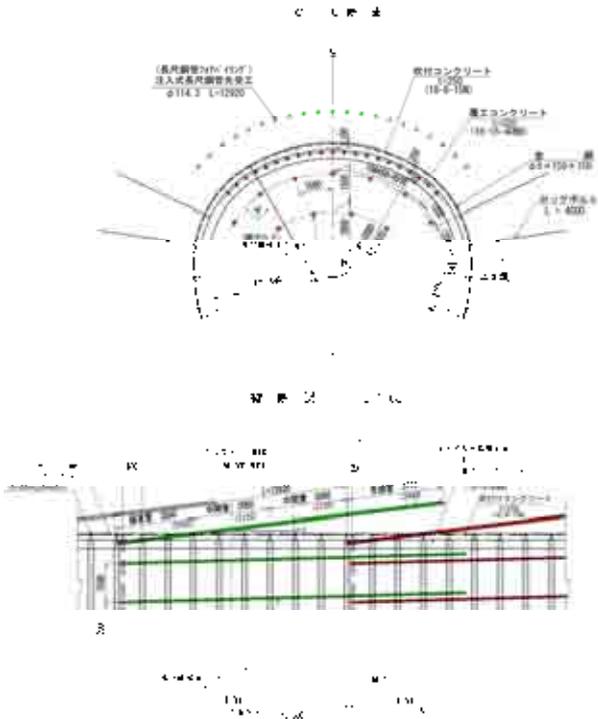


図-3 両坑口部における断面図および縦断面図

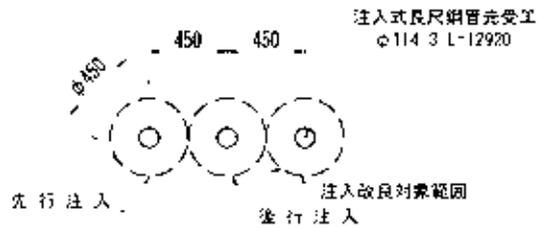


図-4 AGF工法注入工詳細図

b) 天端鋼管下部の剥落と対応策

両坑口部の測点No. 26+78付近およびNo. 28+70付近において、図-5に示すように天端鋼管下部からの剥落が発生した。

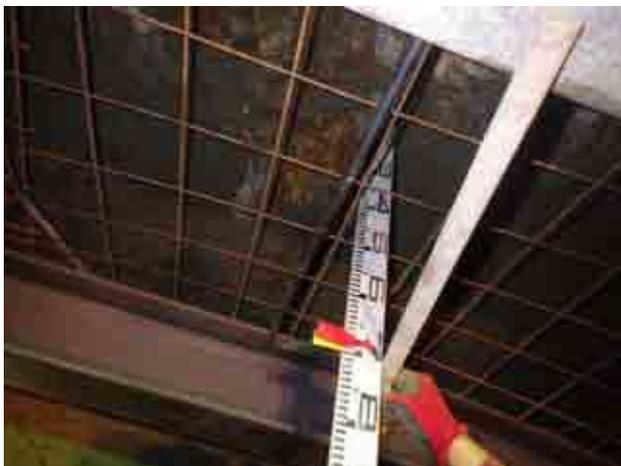


図-5 天端鋼管下部からの剥落 (t=700mm)

剥落の原因としては、両箇所ともに地すべり面付近であり、地山が崖錐堆積物で形成されており想定以上に緩み大きいことが考えられる。

また、当該トンネルで採用したAGF工法は無拡幅方式であり鋼管と支保工の間隔が大きくなったことも要因と考えられる。表-4に拡幅方式と無拡幅方式の特徴を示す。

表-4 拡幅方式と無拡幅方式の一般的な得失

方式	拡幅方式	無拡幅方式
概要	鋼管間隔を1.5倍に拡大し、打設位置に合わせて新設を拡幅する。	鋼管間隔を1.5倍に拡大し、打設位置に合わせて新設を拡幅する。
長所	掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。 掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。 掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。	掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。 掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。 掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。
短所	掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。 掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。 掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。	掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。 掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。 掘削と支保工との距離が少なくて済むため、掘削下部の地山の緩みが少ない。

このような剥落が天端の大規模崩落へとつながる危険性があるため、補助工法断面を1断面追加（鏡ボルトについては起点側のみ追加）しシフト間隔を9m→6m（終点側9m→5m+4m）と短くすることによって、AGF鋼管と支保工の離隔を最大離隔900mm→500mm（終点側900mm→400mm）と小さくすることで対応した（図-6参照）。また、終点側坑口部においては、すべり面に沿って掘削するためさらに条件が悪くなるため、AGF注入量についても1.5倍（200kg/本）に増量することとして対応した。



図-6 鋼管下部の剥落への対応策（起点側）

c) 切羽肩付近からの崩落と対応策

測点No. 28+84において切羽肩付近を掘削中に、約5m3程度の崩落が生じた（図-7参照）。崩落は切羽肩付近上部から既に設置した手前の支保工背面にまで及んでおり、奥行きは肩付近で約4m程度であった（図-8参照）。崩落の原因としては崩落土砂からこの付近の堆積

層は砂と細かい破碎岩から形成されており、地山強度が低いことが考えられる。そのため、前述 b) にも記述したようにAGF工施工間隔を小さくすることによって大規模な崩落は防ぐことができたものの、鋼管間からの抜け落ちが発生したと考えられる。



図 - 7 切羽肩付近からの崩落



図 - 8 鋼管間からの抜け落ち (約4m)

今回の崩落は奥行きが約4m程度あり通常の吹付けコンクリートで充填することは困難である。そのため、一旦支保工を建込み、吹付けコンクリートを行った後に肩付近上部および支保工背面の2箇所から注入式フォアポーリングにて崩落個所の充填を同時に行った。注入材についてはAGF工法同様にウレタン系のシリカレジンをし、注入量については、崩落土砂量および崩落個所の検尺から算出した。

地山の地質が変わらず、掘削が進むにつれ土被りがさらに小さくなることから、今後の掘削においても同様の崩落が生じる可能性が非常に高いと言える。そのため、掘削前に注入式フォアポーリングにて抜け落ち防止対策を行うこととした。打設箇所については、図 - 9 に示すとおり鏡面より堆積層を判断し、その周辺について行うこととし、打設ピッチは鋼管間に配置するため、450mmピッチとした。また、必要に応じてAGF打設範囲端部付近についても打設を行うこととした。

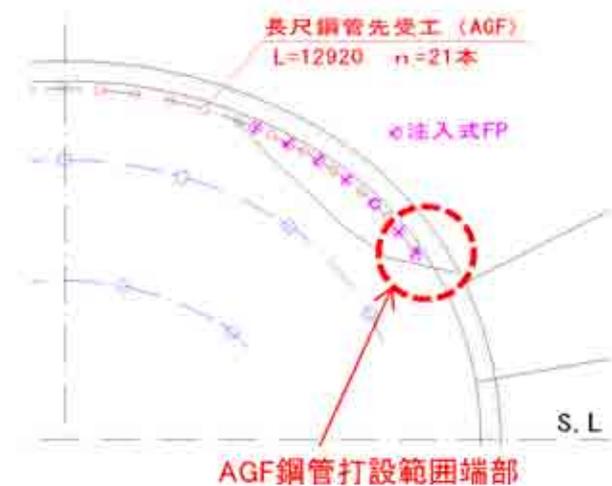


図 - 9 堆積層に対する注入式フォアポーリング

(2) 一般部

a) 概要

一般部における断面図および縦断面図を図 - 10 に示す。

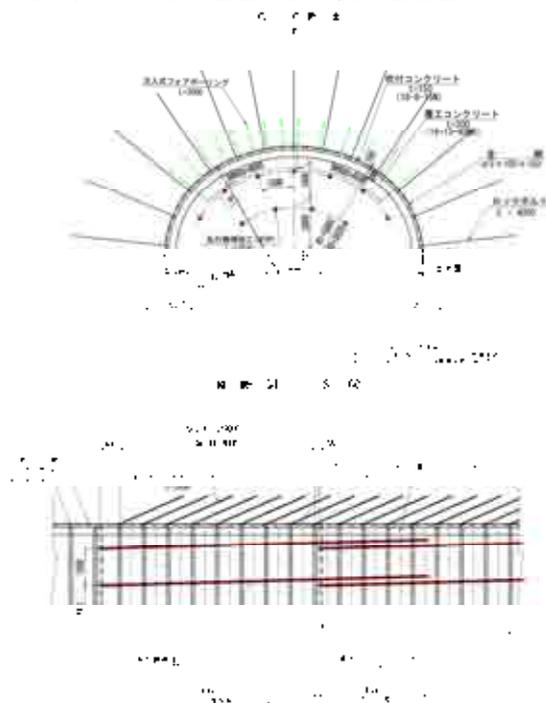


図 - 10 一般部における断面図および縦断面図

注入式フォアポーリング注入管打設・注入については図-11に示すようにAGF工法同様に隣接管への注入材の逸脱を防止するため、先行管（奇数管）打設注入→後行管（偶数管）打設注入の順に行う。なお、後行注入については注入圧の上昇に注意しながら最大で定量（30kg/本）の2倍まで注入を行う。

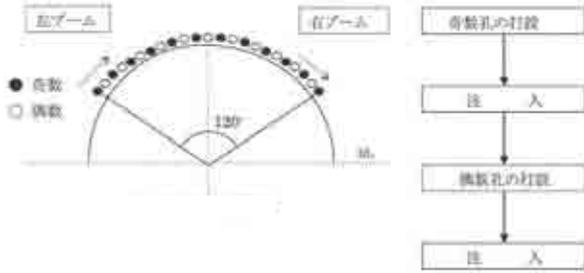


図-11 注入式フォアポーリング打設注入順序

b) 注入式フォアポーリング打設本数の変更

6月20日に実施した第4回岩判定委員会において、発注者およびJV双方にて切羽面の評価を行った。

切羽鏡面については、両側においては割れ目が開口しており不安定に見受けられるが、それ以外については割れ目も密着しており安定しているとの結論に至った。

また、表-5に示すように直近10断面での注入式フォアポーリング注入量は17.8kg/本と定量30kg/本の6割程度で推移していることから、測点No.27+60より打設本数を図-10の断面図左側に示す17本/断面から断面図右側に示すように11本/断面とし打設間隔を600mmから900mmに広げることとした。

表-5 注入式フォアポーリング注入量

施工箇所	支保工No.	断面区分	施工日	打設本数(本)	注入量(kg)		
					1断面	1本当り	
No. 27 + 500	92	D I -b(PF)	2013/6/15	昼	17	293.2	17.2
No. 27 + 510	93	D I -b(PF)	2013/6/17	夜	17	290.0	17.1
No. 27 + 520	94	D I -b(PF)	2013/6/17	夜	17	369.8	21.8
No. 27 + 530	95	D I -b(PF)	2013/6/18	昼	17	279.1	16.4
No. 27 + 540	96	D I -b(PF)	2013/6/18	昼	17	262.8	15.5
No. 27 + 550	97	D I -b(PF)	2013/6/18	夜	17	257.3	15.1
No. 27 + 560	98	D I -b(PF)	2013/6/18	夜	17	316.5	18.6
No. 27 + 570	99	D I -b(PF)	2013/6/18	夜	17	297.3	17.5
No. 27 + 580	100	D I -b(PF)	2013/6/19	昼	17	352.0	20.7
No. 27 + 590	101	D I -b(PF)	2013/6/19	昼	17	305.5	18.0
					170	3023.5	17.8

しかし、掘削が進み終点側坑口部に近づくにつれて図-12に示すように地山の風化変色が著しくなり、割れ目の開口度も大きくなり天端および肩部からの剥落が多くなってきた。

また、図-13に示すように注入式フォアポーリング注入量は増加する反面、注入圧力は減少傾向となった。これは、割れ目間隔が細かい上に開口度が大きくかつ方向性も不連続であるためである。また注入間隔も大きいいため、注入量は増加するが注入圧の上昇は見られず、ボ

ルト近辺での剥落は見られないものの、ボルト周辺に十分な固結体が形成されず割れ目間の接着力の低下したボルト間で剥落が生じたと考えられる。

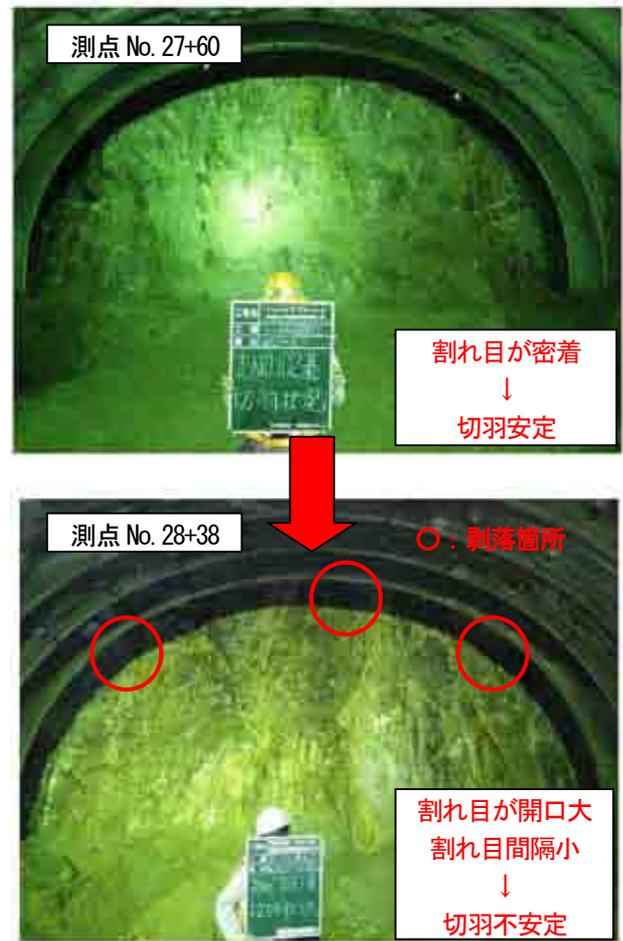


図-12 切羽鏡面の推移

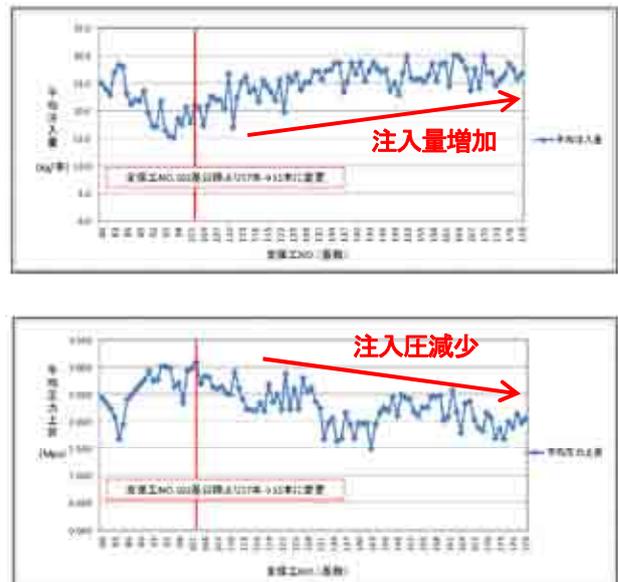


図-13 注入量および注入圧の推移

今後の掘削においては、土被りも小さくなり地質も堆

積層へと変わっていくことから地山の状況は確実に悪化すると考えられるため、測点No. 28+41から打設本数を17本/断面に戻すことによって対応した。

c) 鏡ボルトについて

両坑口部および一般部全体に亘って鏡ボルトの施工を行ったが、鏡面については天端付近のように目立った問題は発生しなかった。しかし、適切な鏡ボルトの施工により鏡面の押出しを抑制したためであると考えられる。

4. おわりに

海老坂トンネルは全長294mと長大トンネルではないものの、両坑口に地すべり面が存在し、全線に亘り破碎帯が分布する非常に難しい条件下での掘削となった。しかし、施工者・設計者および発注者の3者が一体となって適切な施工管理・地山評価および対策工の検討を重ねることによって、2013年10月8日に無事に貫通を迎えることができた。

今後は、覆工・コンクリート舗装および坑門工と目に見える箇所の施工となるため、なお一層の品質の向上および無事故無災害での竣工、さらには一日も早く供用を目指して努力していく所存である。



図 - 1 4 トンネル貫通 (2013年10月8日)

謝辞：本報告は桑原組・杉橋建設共同企業体ならびに株式会社エイト日本技術開発関西支社との施工協議事項を基に作成しました。本稿作成にあたり御教授いただいたすべての方々、また、若輩者の私に当工事を担当させていただき、アドバイスをいただいた高島土木事務所および道路課の方々に、この場を借りて感謝の意を表します。

敦賀バイパス沈下対策について

木村 龍之介

大和川河川事務所 工務課 (〒583-0001大阪府藤井寺市川北3丁目8番33号)

敦賀市榑曲地区の中池見湿地山麓を通過する一般国道8号敦賀バイパスでは、軟弱な腐食土層が分布するため盛土の沈下が生じている。過年度の地下水調査で、盛土基部の碎石層を通して山地から湿地への地下水流入を確認しており、地下水流の阻害・汚染等の水環境負荷が小さい沈下対策工法を検討した。路面高の経年変化と地質調査結果から沈下が収束傾向にあることを確認できたため、沈下対策として、既設のオーバーレイアスファルトを撤去し軽量材に置き換える舗装改良工法を選定し、工事費の縮減と地下構造改変・水汚濁等の課題を回避した。

キーワード 環境保全, 腐食土, 沈下予測, 沈下対策

1. はじめに

一般国道8号敦賀バイパスの榑曲地区は、中池見湿地の山麓部を盛土構造で通過している(図-1)。湿地表層部には腐植土が分布するため建設時から沈下が生じ、沈下抑制に軽量材(EPS)を用いた盛土構造で対策して供用を開始したが、供用開始後3年間で10~20cm程度の沈下が発生し、その後も沈下が継続して横断函渠接続部に不陸が生じる等、対策が求められている。一方、中池見湿地は、平成24年に越前加賀海岸国定公園に編入されるとともにラムサール条約にも登録され、湿地環境の保護が強く求められている。また、過年度の地下流水調査により、盛土基部の碎石層から山腹の沢水が湿地に供給されていることが確認され、道路盛土が水流を阻害していないことが判明した。このため、地下水流の阻害・汚濁等の湿地への負荷が小さく、沈下や函渠部の不陸発生に留意した対策工法的设计・施工について報告する。



図-1 位置図

2. 検討内容

まず、今後の盛土沈下量の把握を目的に、沈下に関する既往データを整理するとともに、現時点の路面高度を測量して、沈下量の経年変化を整理した。あわせて、地質調査・土質試験により、腐植土層の層厚・密度・自然含水比・圧密降伏応力について建設時からの変化を確認し、腐植土層が過圧密状態にあることを明確にした。これらの調査・整理結果に基づき、将来の沈下速度・沈下量を予測し、沈下対策工法を設定した。

3. 路面高の経年変化

(1) 沈下の経緯

- ・平成元年7月から盛土開始
⇒平成2年~3年で最大3m以上の沈下発生
⇒対策工を検討し、EPSを用いた軽量盛土に変更
- ・平成8年3月に供用開始(暫定2車線)
⇒平成11年までに、最大20cm程度の沈下発生(図-2)

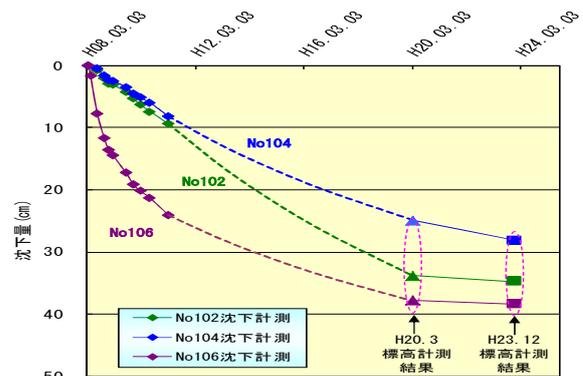


図-2 供用開始後の沈下曲線

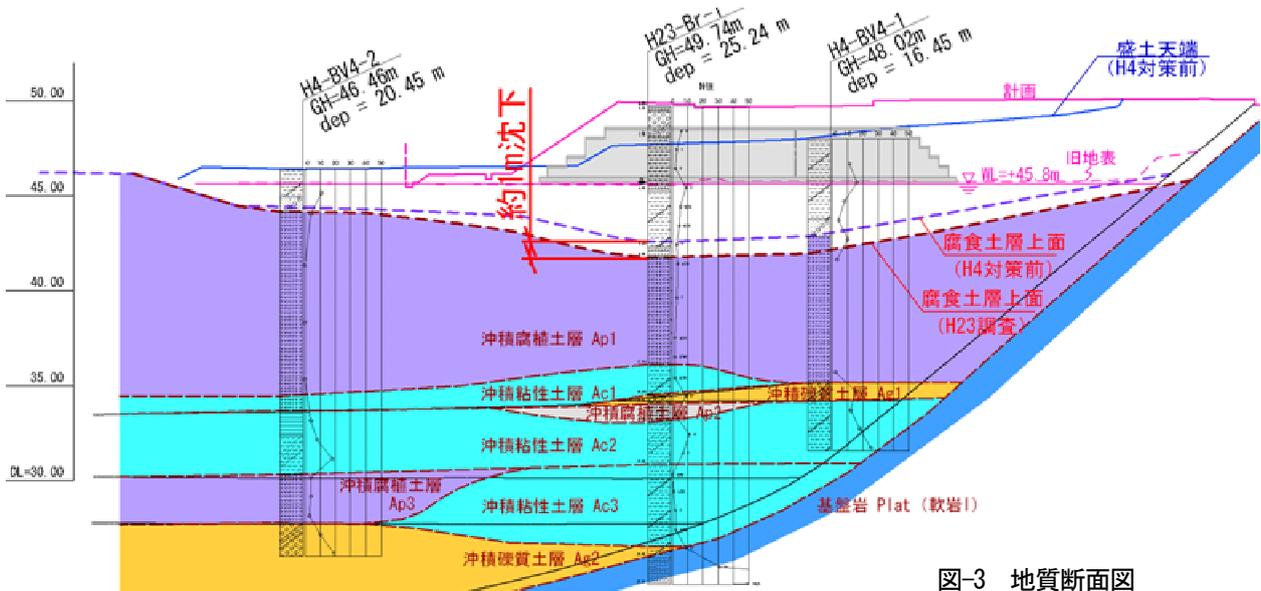


図-3 地質断面図

(2) 供用開始後の路面高の変化

平成20年3月の測量では最大40cm弱程度の路面高の沈下であった。ただし、平成23年12月の測量では平成20年の結果から沈下は大きく進行していなかった(図-2)。

4. 地質調査結果

沖積腐植土層 (Ap1) の層厚は、建設時から約1m圧密されていた(図-3参照)。また、腐植土層の圧密降伏応力が、EPS工法対策前から2倍程度に増大し、現上載圧を上回っていることを確認した(図4、表-2)。

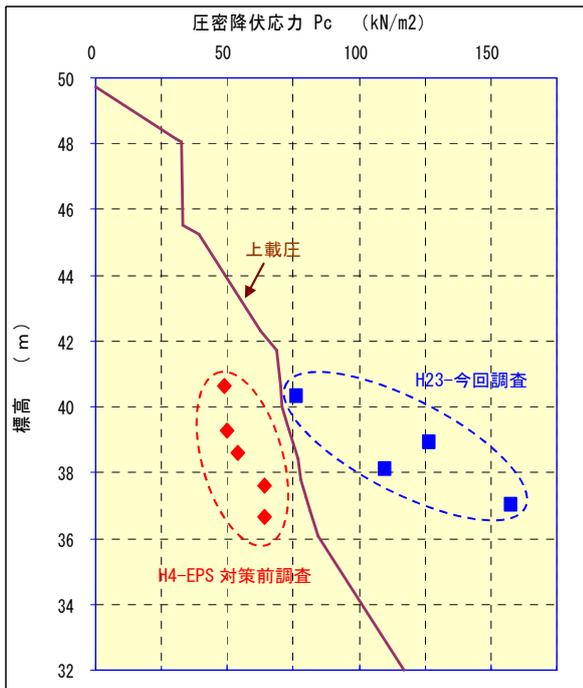


図-4 圧密降伏応力の深度分布

表-1 腐植土層の物理特性の対比表

採取地点	採取標高 (m)	湿潤密度 γ_t (g/cm ³)	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	自然含水比 Wn (%)
H23-Br-1	40.32	0.999	1.622	449.9
	38.92	1.297	1.905	176.6
	38.11	1.086	1.996	152.6
	37.04	1.267	2.099	154.1
	平均値	1.162	1.901	233.3
H4-BV4-1 H4-EPS 対策前調査	40.62	1.114	1.821	288.0
	39.62	1.097	1.739	346.9
	38.62	1.116	1.990	283.2
	37.62	1.249	2.331	165.3
	36.68	1.330	2.365	125.0
平均値	1.181	2.049	241.7	

表-2 腐植土層の圧密特性の対比表

採取地点	採取標高 (m)	圧密降伏応力 P_c (kN/m ²)	有効上載圧 P_0 (kN/m ²)	*過圧密度 OCR
H23-Br-1	40.32	76.5	70.3	1.09
	38.92	126.5	75.0	1.69
	38.11	109.7	77.4	1.42
	37.04	157.7	80.8	1.95
	平均値	117.6	—	1.54
H4-BV4-1 H4-EPS 対策前調査	40.62	49.0	75.3	0.65
	39.62	50.0	77.4	0.65
	38.62	54.0	79.5	0.68
	37.62	61.0	82.3	0.74
	36.68	64.0	85.8	0.75
平均値	55.6	—	0.69	

*過圧密度 $OCR = P_c / P_0$

$OCR \geq 1.0$: 正規~過圧密 $OCR < 1.0$: 圧密未了

5. 将来沈下量の予測

(1) 沈下量の予測式

現況盛土地盤下に分布する腐植土層 (Pt) は、圧密の進行によって圧密降伏応力 (P_c) が増加し、過圧密土であることが今回の圧密試験結果より明らかとなった。過圧密領域での腐植土層の沈下量について、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル(平成23年3月)独立行政法人土木研究所寒地土木研究所」(以下: マニュアル) の、過圧密化された泥炭性軟弱地盤に対する沈下量の算定方法が

ある。

これによると、過圧密化された泥炭性軟弱地盤の二次圧密沈下量 S_s は、下記の式で計算する。

$$S_s = C_{ai} \times H1 \times \log(t/t_s) \quad (1)$$

$$C_{ai} = R \times C_a \quad (2)$$

$$C_a = 3.3 + 0.0043W_n(\%) \quad (3)$$

$$OCR = (P_o + P_e + P_s) / (P_o + P_e) \quad (4)$$

ここに、

S_s : 残留沈下量(cm)

C_{ai} : 過圧密化した場合の二次圧密係数(%)

$H1$: 圧密層厚(cm)

t : 残留沈下量を計算する時間

t_s : 二次圧密が始まる時間

C_a : サーチャージを行わない場合の二次圧密係数(%)

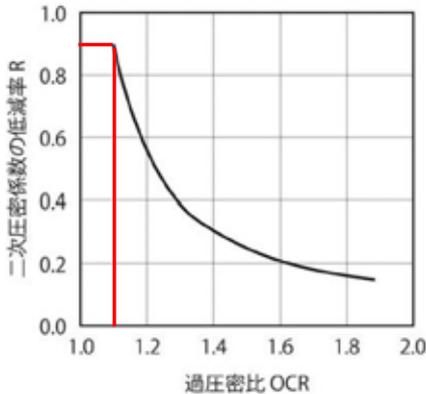
W_n : 泥炭の自然含水比(%)

R : 二次圧密係数の低減率であり、式(4)で定義される過圧密比 OCR と図-5から決定する。

P_o : 初期有効土被り圧(kN/m²)

P_e : サーチャージ撤去後の盛土による応力(kN/m²)

P_s : 撤去されるサーチャージ盛土による応力(kN/m²)



1) 図-5 過圧密比と二次圧密低減係数の低減率

(2) 沈下量の計算

沈下量の計算は、建設時の調査・計測やその後の軟弱地盤解析結果との対比が可能で、土質調査による地盤条件が明確なNo102 (EPS施工地盤) 地点を代表させた。

また、腐植土層の過圧密比は、残留沈下量が過小評価とならないよう、腐植土層の P_c と有効上載圧の関係より、過圧密比: $OCR_{min}=1.1$ を代表させ安全側に評価(残留沈下量を大きく見積もる方向)した。

あわせて、含水比最大の $W_n=449.9\%$ を用いた場合と、No105地点 (H23-Br-2) の含水比・層厚を用いて沈下量を計算した結果を下表-3、4に示す。

表-3 腐植土層の二次圧密係数 C_{ai} の計算結果

区分	自然含水比 W_n (%)	C_a (%) ($C_a=3.3+0.0043W_n$)	R (図-5)	C_{ai} ($=R \times C_a$)
No. 102	代表176.6	4.06	0.9 ($OCR=1.1$)	3.65
	最大449.9	5.23		4.71
No. 105	代表133.3	3.87	1	3.87
	最大381.3	4.94		4.94

表-4 長期残留沈下量の計算結果

区分	C_{ai} (%)	圧密層厚 $H1$ (cm)	$C_{ai} \cdot H1$	t_s (日)	残留沈下量 S_s (cm)	
					5年後 9983日	10年後 11808日
No. 102	代表3.65	570	21	8158	1.8	3.3
	最大4.71				2.4	4.3
No. 105	代表3.87	700	27	8158	2.4	4.3
	最大4.94				3.2	5.8

この結果を、供用後の沈下曲線に加筆して整理したものを図-6に示す。

将来の沈下量は、5年で2cm程度、10年でも3~4cm程度以下と小さく、また、平成20年3月~平成23年12月の約4年間の沈下量と推定曲線はほぼ一致している。

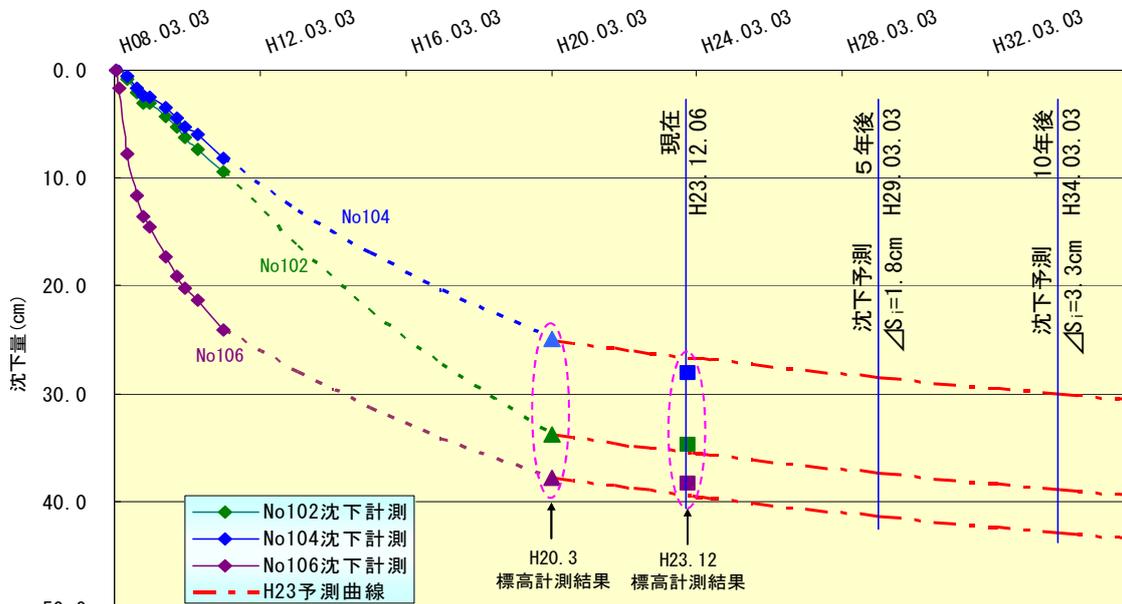


図-6 沈下曲線 (供用開始~将来予測)

6. 沈下対策工の検討

(1) 沈下対策工の判断

対象地のような腐植土等が分布する軟弱地盤では長期的に沈下が継続するので、今後の沈下量を踏まえ、沈下対策工事費と将来的な維持管理等を総合的に判断して沈下対策の要否を判断する必要がある。

そのため、今後の沈下量について「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル(平成23年3月)独立行政法人土木研究所寒地土木研究所」に準拠し、許容残留沈下量の目標値と比較して対策工法を判定した。上記マニュアルによると、許容残留沈下量の目標値は表-5のようである。

表-5 残留沈下量の目標値

区 間	許容残留沈下量の目標値	摘 要
一般盛土区間	市街地 10cm程度	供用開始後 3年間の沈下量
	郊外地 30cm程度	
高規格盛土区間	10cm程度	
橋梁等の構造物との接続盛土部	10cm程度	

許容値は3年間沈下量で30cm程度以下、橋梁等の構造物との接続盛土部で10cm程度以下となっており、検討結果による将来沈下量は、前記のように5年で2cm程度と十分に小さい。

(2) 沈下対策工の比較

今後の沈下量が許容沈下量以下であったため、将来の維持管理費について、沈下対策工を実施した場合と実施しない場合について概算し、LCCを踏まえて、対策工法を判断した。前記マニュアルによると、維持修繕の要否判断は表-6のようである。

表-6 維持修繕要否判断の目標値

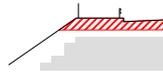
道路の種類	段差 (mm)		縦断方向の凹凸 (mm)	ひび割れ率 (%)
	橋	函渠		
自動車専用道路	20	30	8mプロファイル 90 (PrI) 3mプロファイル 3.5 (σ)	20
交通量の多い一般道路	30	40	3mプロファイル 3.5 (σ)	30~40
交通量の少ない一般道路	30	—	—	40~50

沈下検討結果では、10年後の沈下予測量で33mm程度であり、10年に一回程度の舗装修繕で対応可能となる。

このことを踏まえ、①軟弱地盤改良工と、②盛土改良工の2案について、環境面や施工性・経済性から、沈下対策工法を比較した。

その結果、腐植土層への施工が無く地下水流への影響がほとんど無く、経済性にも優れる②盛土改良工を対策工法に選定した。

表-7 沈下対策工法比較表

対策工法	工法概要	経済性	施工性	環境面
 <p>軟弱地盤改良工</p>	軟弱地盤を深層混合処理工等で改良・強化し、将来沈下量を抑制する。地下水流動保全に、礫置換層を設ける。	198百万円 (直接工事費)	盛土の全面改築のため迂回路が必要で、大規模工事になる。施工時に仮締切が必要で、地下水流動確保策が必要になる。	【工事中】礫置換層の施工には締切工が必要で、地下水流動確保が必要になる。また、濁水等の処理策も必要になる。 【供用後】改良杭による地下水流動の変化に注意が必要になる。
 <p>盛土改良工</p>	沈下した路面形状を所定の高さに復旧する。この際、舗装オーバーレイの重量部を撤去して、EPS等の軽量盛土材に置き換えることで重量軽減し、今後の沈下軽減を図る。	76百万円 (直接工事費)	路面上のみの施工のため一車線規制での施工が可能であり、施工規模は小さい。	【工事中】腐植土層に施工しないので、地下水への影響は無いが、濁水等の処理策は必要になる。 【供用後】腐植土層に施工しないので、地下水流動は現況環境から変化は生じない。

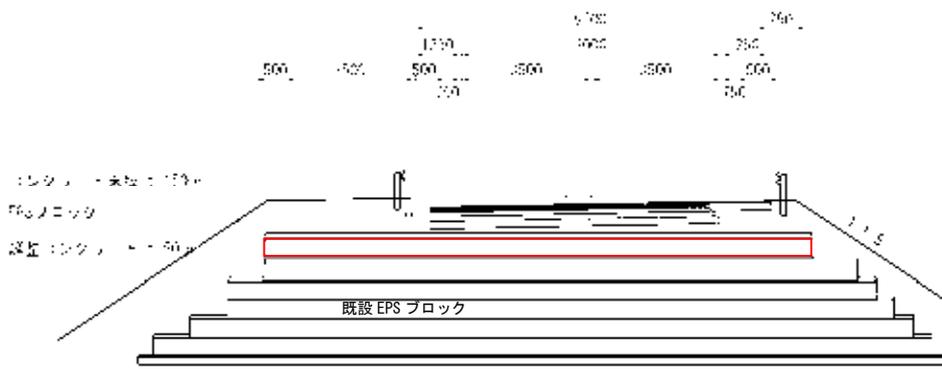
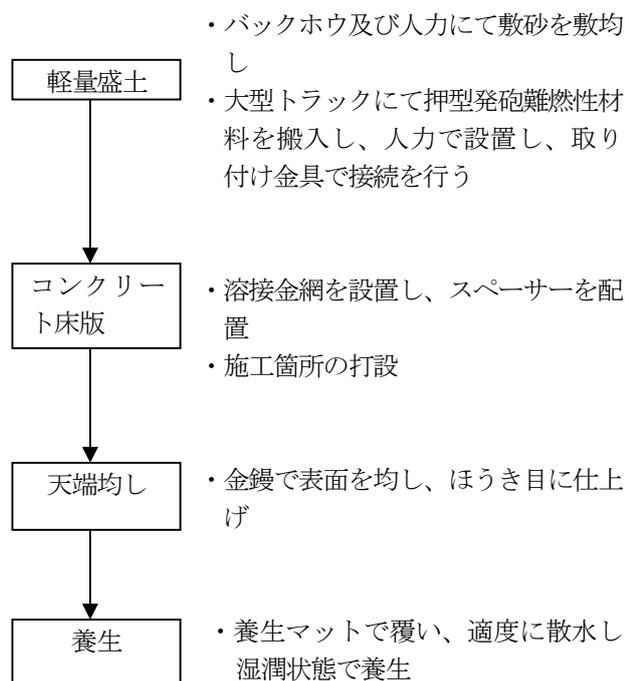


図-7 盛土改良工標準図

7. 沈下対策工の施工

6. (2) のとおり、地下水流への影響が少ない盛土改良工であるEPS工法を選定した。



8. 今後の課題

現時点で沈下は収束に向かっているが、対象地は腐植土が分布する軟弱地盤であるため長期的に沈下継続することも想定される。また、延長全体の沈下量だけでなくEPS工法で施工した区間において交通の妨げになる局所的な高低差等に注意を払う必要がある。

今後は、舗装傷み等の日常管理も踏まえ、引続き沈下測量を継続していく必要がある。

謝辞：本論文の作成にあたり、多くの知識や示唆を頂いた方々に、感謝の気持ちと御礼を申し上げたく、謝辞にかえさせていただきます。

参考文献

1) 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル (平成23 年3 月)
 独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所

山手幹線(菱田工区) 山田池橋梁(仮称)の施工について

甲斐 昌臣

京都府 建設交通部 道路建設課 (〒602-8570 京都府上京区下立売通新町西入藪ノ内町)

都市計画道路・山手幹線は、京都府南部に位置する八幡市と木津川市を結ぶ府道八幡木津線のバイパス道路として、また、国家プロジェクトとして建設中の関西文化学術研究都市の骨格を成す道路として、順次整備を進めている。当該工区は主に山田池橋梁(仮称)、煤谷川橋梁(仮称)及び下狛新池堤防付替の3つの構造物で構成されており、当該橋梁は農業用の溜め池である山田池を跨ぐ橋梁であるが、農閑期の限られた期間に軟弱地盤の溜め池内でどのように施工するかが課題である。

本発表では、上記の条件を踏まえた山田池の施工計画と、杭基礎の施工に求めた技術提案及び効果を説明するものである。

キーワード 軟弱地盤、泥上作業車、杭基礎、杭頭処理

1. 山手幹線

主要地方道八幡木津線は、京都府南部地域に位置する八幡市と木津川市とを結ぶ南北幹線道路であり、地域間交流・連携を図る重要な路線であるが、現道は幅員が狭く人家が連なり、交通集中による渋滞が発生している。そのため、本路線は、国家的プロジェクトである関西文化学術研究都市の骨格をなすとともに、木津川左岸地域の地域振興にとって重要な役割を担っている。

山城南土木事務所では、平成25年8月に開通した精華町下狛地内の下狛工区(L=1,060m)と、精華町下狛から菱田地内にかかる菱田工区(L=410m)のバイパス道路を整備中で、京奈和自動車道・精華下狛ICへのアクセス道路となり、木津川左岸地域の活性化に大きく寄与するものである。



図-1 山手幹線全体図

2. 菱田工区概要

菱田工区は大きく分けて今回説明する山田池橋梁(仮称)、煤谷川橋梁(仮称)、下狛新池堤防付替の3つの構造物で構成される。



図-2 菱田工区全体図

3. 山田池橋梁(仮称)概要

- 道路規格：第4種第1級
- 設計速度：V=50km/h
- 道路幅員：暫定時W=12.150m
(完成時W=23.800m)
- 縦断勾配：5.5%

- 横断勾配：車道部 2.0%（標準部）、歩道部 1.0%
- 計画交通量：13,600台/日（平成42年推計）
- 大型車混入率：12.5%（平成42年推計）
- 橋長：146.5m
- 上部工形式：鋼4径間連続少数鈹桁合成床版
- 下部工形式：逆T式橋台2基逆T式橋脚3基
- 基礎形式：場所打ち杭（φ1500）
- 活荷重：B活荷重

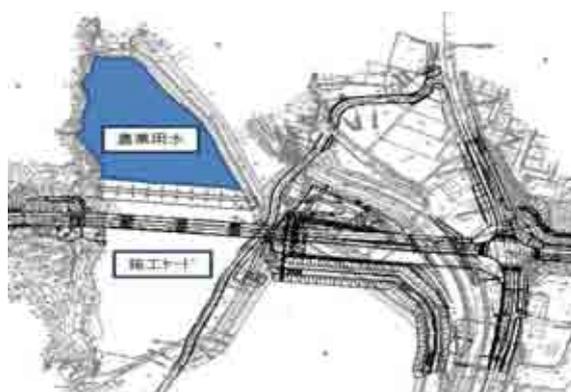


図-5 仮締切案【採用】

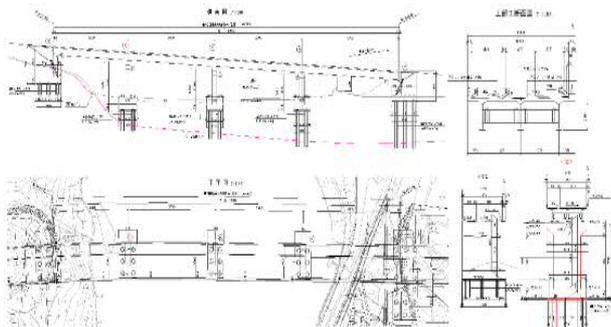


図-3 全体一般図

『仮締切案』は池の半分以上を施工ヤードとして使用できるため、施工性が圧倒的に良く、施工日数を10ヶ月以上短縮できる。その反面、池が本来持っている貯水量の半分以上を失うことになるため、減水させることに対する補償費や借地代が必要となるが、検討の結果、補償費用を含めても経済的で優位となった仮締切案を採用した。

仮締切は池内の水を抜いている農閑期中に行う。図-6の通り池を約半分にする位置で仮設の堤防を築造して施工ヤードを確保する。池への進入は工専用道路としている町道から進入路を施工し、A1橋台位置への進入は池内から斜路を設けることとした。

4. 山田池仮締切工事

(1) 全体施工計画

本橋は山田池を跨ぐ橋梁であり、池内の施工方法が問題となる。また、現場への工専用道路は池に併走する町道のみのため、特に起点側へは池を通過して進入できる計画とする必要がある。また山田池の水は農業用水として利用されているが、河川からの入水量が少ないため早めに取り水することから、通常の河川占用工事の際の農閑期とは条件が違い期間が極端に短い。そこで池の水を溜めたまま施工が可能な『栈橋案』と、池を仮設堤防で締め切ってしまう『仮締切案』を比較することとした。

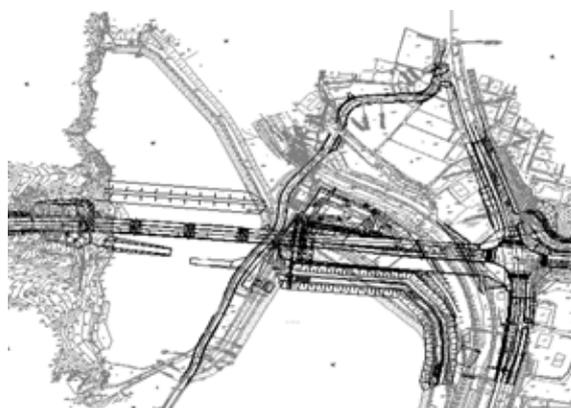


図-6 進入路図



図-4 仮栈橋案

(2) 浅層混合改良・仮設堤防

農閑期に池内を調査した結果、池底はヘドロ等が1～1.5mの厚さで堆積しており、そのままでは盛土が出来ない状態であった。また、施工中のトラフィックビリティの確保も容易ではないことから、施工ヤードも含めて浅層混合による地盤改良の検討を行った。

仮設堤防は3年程度で撤去するため、遮水シートで止水する遮水シート工法を採用した。シートはベントナイト系シートを採用し、シートの保護のために覆土をする。



写真-1 着手前池底状況

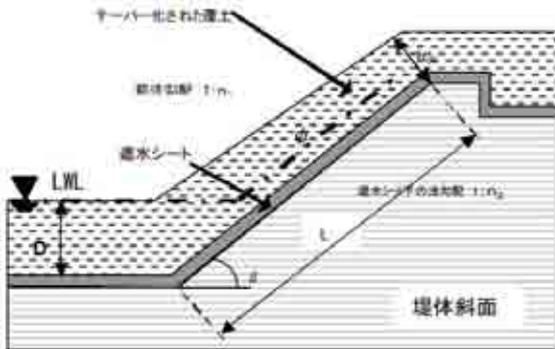


図-7 遮水シート工法模式図

堤防の断面形状は堤防下面、池の表土の土質がヘドロ状で粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ がいずれも 0 であり、盛土を乗せただけでは安定せず、堤体を広げても意味が無いので、現況池の堤防高さを条件に設定した。堤体の安定は円弧すべりにより検討し、端部のみの改良をしても持たない結果となった。

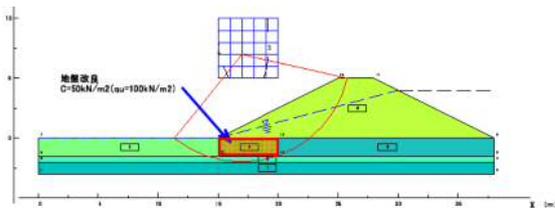


図-8 端部のみ改良

そのため、全面改良することとした。また、施工ヤードとする範囲も重機等が据えられないため敷鉄板設置のうえ、クローラを支持できる強度で改良することとした。

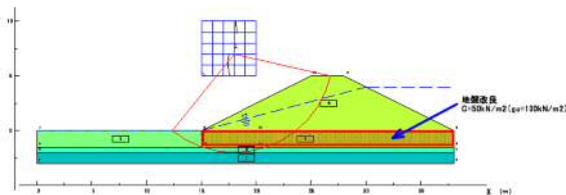


図-9 全面改良

本工事では地盤改良と仮締切を農閑期中に完成させなければならず、地盤改良強度の発現を待って、機械を導入させるというサイクルを踏むことができないため、経済性ではバックホウ混合等に劣るが、連続的に作業ができる泥上車タイプの処理機を使用するRM-III工法を採用した。

RM (Rotary Mixing) 工法は、現位置地盤にセメント系スラリーを注入しながら、ロータリー攪拌翼を有する処理機を用いて攪拌混合することで、粉塵の発生も抑制しながら超軟弱地盤等を所定の強度に固化する技術であり、改良深度が 4 m 未満の超軟弱地盤 (ヘドロ) や、改良深度が 10 m 未満の軟弱地盤を対象とする浅・中層混合処理工法の 1 つとして位置づけられている。

ただし、RM-III工法はプラントや機材を運搬する進入路が必要なため、所定の範囲のみ 1 次改良としてバックホウ混合を行うこととした。

2 次改良は改良材をプラントにてスラリー状に攪拌し、

- ① 処理機を所定位置にセットする。
- ② 攪拌翼を回転させ固化材スラリーを吐出しながら、一定速度で所定の深度まで貫入を行なう。
- ③ 所定の深度に到達したら、一定速度で攪拌機の引抜きを行なう。
- ④ 泥面に攪拌機が出た時点で、次の施工位置 (攪拌翼の 1/2) に攪拌機をセットする。ブロックの施工が完了したら、次のブロックへ処理機を自走移動させる。

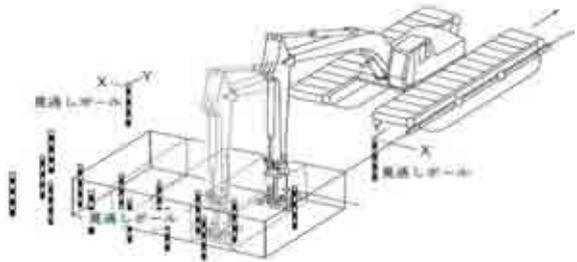


図-10 RM工法の施工位置セット模式図

施工ヤードも含めた地盤改良が 1 月～3 月まで続く中、改良強度が確認出来たら、同時進行で仮設堤防盛土を行わなければ、農閑期中の入水ができない。よって仮設堤防盛土は 2 月中旬から開始した。盛土材は同じ山城南土木事務所 で工事中であった国道 163 号北大河原トンネルの掘削土を使用したことにより、1 日 3～4 00 m³ のペースで安定的に残土が運ばれ、3 週間程度で完了した。



写真-2 発生土搬入及び盛土状況



写真-3 仮締切完了状況

取り付け、本体杭と余盛コンクリートの境界にクラックを発生させる。最終的に杭頭余盛コンクリートを吊上げて撤去することが出来るようになり、はつり作業時に発生する振動・騒音・粉塵の発生を抑制する。



写真-5 クイカッター設置状況

鉄筋に沿って円形にクイカッターを設置するため、杭中心が水平に破碎されるとは限らない。よって実際の施工では最低でも15~20cm高い位置に設置することをメーカーより推奨されている。

そのため、静的破碎剤より下は通常工法と同様のはつりが必要となる。はつりの絶対量は減らせるが、鉄筋へのブレイカーの接触をゼロにするものではない。

5. 山田池橋梁(仮称)下部工工事

(1) 杭頭処理における技術提案

本工事で求めた技術提案の1つは『場所打ち杭施工時における杭頭処理に対する配慮』である。通常の杭頭処理は余盛りしたコンクリートをブレイカーによって人力ではつるのが一般的であるが、振動やブレイカーが鉄筋に接触するなど鉄筋損傷の恐れがあり、騒音や粉塵など環境への影響も大きい。



写真-4 人力はつりにより曲がった鉄筋の例

以下に採用した技術提案を紹介する。

a) 静的破碎剤処理工法(杭カッター工法・A1橋台、P2、P3橋脚で採用)

水和反応で膨張する杭頭処理用破碎剤を鉄筋籠に予め

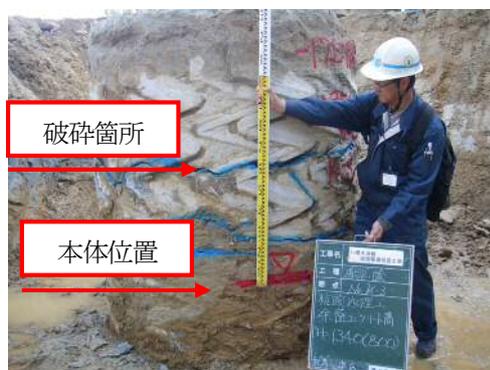


写真-6 破碎完了



写真-7 仕上げはつり状況

b) 杭キャップ工法 (P1橋脚で採用)

場所打ち杭の杭頭部にあらかじめドーナツ状のキャップを被せて杭主筋を保護し、杭キャップ底板の主筋孔と放射状に設けたスリットによりスライムのみ杭キャップ内に流入させ、コンクリートは入らない構造である。ドーナツ状の構造により、杭主筋にコンクリートの付着がなく、無損傷で杭頭処理を行うことができる。



図-11 杭キャップ構造図

キャップはクレーン等で吊り上げれば容易に外れ、残ったドーナツの穴の部分は重機で吊り上げることで余盛り部分だけが折れて取れる。キャップ内部にはブリージング水や不純物が堆積しているが、スコップ等で掻き出すだけで除去できるため、はつり作業を大幅に減らすことができる上、鉄筋とブレイカーが接触することなく杭頭処理ができた。



写真-10 キャップ芯吊り上げ状況



写真-8 杭キャップ設置状況

キャップにより筒の内部にはコンクリートは充填しないが、ドーナツの穴の部分と、キャップとケーシングの隙間にはコンクリートが回るため、打設後にキャップ周りのはつりは必要となる。



写真-9 キャップ外はつり状況

(2) 躯体コンクリートのひび割れ対策における技術提案

下部工本体の躯体においても『躯体コンクリートのひび割れ対策に対する配慮』を技術提案で求めており、以下の工法を採用した。

a) ひび割れ低減材の設置 (ハイパーネット・A1橋台、P2、P3橋脚で採用)

予めひび割れが予想される方向や箇所に対し集中的にネットを敷設することによって、従来工法より低コストで効果的にひび割れを抑制することができる製品である。鉄筋組立後に装着するだけなので、施工性にも優れる。



写真-11 ハイパーネット設置状況

b) コンクリートひび割れ抑制用耐アルカリガラス繊維の混入

(スーパーラックノンパック・P1橋脚で採用)

コンクリートに混合・攪拌することで、初期ひび割れの約93%を抑制することができる。施工時はアジター

ター車に投入し攪拌してから打設するだけであり施工性も良い。

ハイパーネットを施工した3基は、いずれも躯体中央部に微細ではあるがクラックが生じていたが、アルカリガラス繊維を混入した1基はそれも生じることなく、良好に施工された。



写真-12 アルカリガラス繊維



写真-13 アジテーター車投入状況

6. まとめ

工事用道路が1本しか無く、池の中という限られた施工ヤードの中で、下部工を同時に4基施工するのは大変であったが、4基の下部工施工業者が、それぞれ異なる技術提案をしたことにより、直接工法比較ができたのは非常に貴重な経験であった。残りの下部工、上部工についても引き続き適切な施工・品質管理をしていきたい。

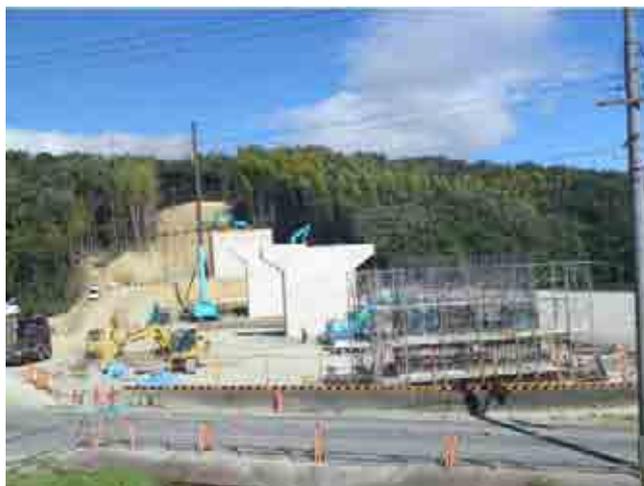


写真-14 施工時状況

謝辞：本論文は筆者が山城南土木事務所在籍中の経験を基に取りまとめを行ったものです。本工事の着手にあたっては用地室職員や前任者をはじめ土木事務所、精華町役場、受注者、ご尽力いただきました皆様に心より感謝申し上げます。

限られた道路空間の整備方策の一手法について ～部分的な狭小幅員区間における 自転車と歩行者の分離構造について～

松尾 嘉和¹・西田 陽治²

¹近畿地方整備局 奈良国道事務所 交通対策課 (〒630-8115 奈良市大宮町3-5-11)

²近畿地方整備局 奈良国道事務所 建設監督官 (〒630-8115 奈良市大宮町3-5-11)

奈良国道事務所では、国道24号をはじめ奈良県内の直轄国道について、安全かつ円滑な移動のための歩道、自転車歩行者道の整備や、交差点改良などの各種交通安全事業を推進している。

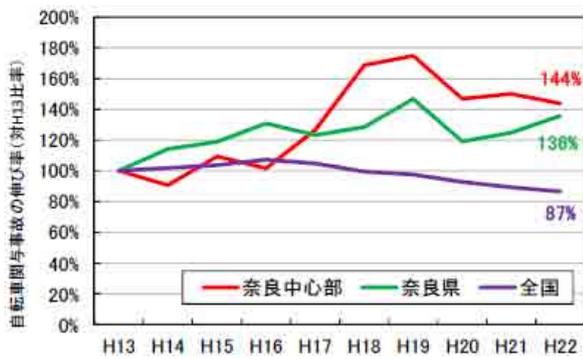
本稿では、自転車道を道路構造令の縮小規定であるW=1.5mを採用した区間において、通常の縁石線や横断防止柵などの工作物による分離構造では、すれ違い時の接触等の恐れがあり、安全性を考慮した分離構造について、横断防止柵に替えて接触しても比較的安全なラバーポールとした場合の走行性の実証試験を行い検討した結果を報告するものである。

キーワード 自転車道、設計手法、実証実験

1. はじめに

自転車は日常的な短距離移動において利便性が高く、二酸化炭素を排出しない環境に優しい交通手段であり、健康志向、ガソリンを用いないことで自転車が見直されている。

しかしながら、奈良県においては自転車の通行空間が十分に確保されておらず、自転車に関連した事故が全国では交通事故が減少している中、右肩上がりが増加している。(図-1)



※自転車関連と事故: 第1当事者もしくは第2当事者が自転車の事故
※奈良中心部の範囲: 北: ならやま大通り以南、東: 国道369号、奥達美畑山線以西、西: (主)秋方大和郡山線以南、南: 大和郡山市境以北

図-1 自転車関連事故の推移¹⁾²⁾

平成19年度から国土交通省と警察庁により、歩行者や自転車が安全・快適に通行できる環境の整備が検討され、平成20年1月に全国98箇所が自転車通行環境整備

モデル地区(以下、「モデル地区」)(図-2)が指定された。

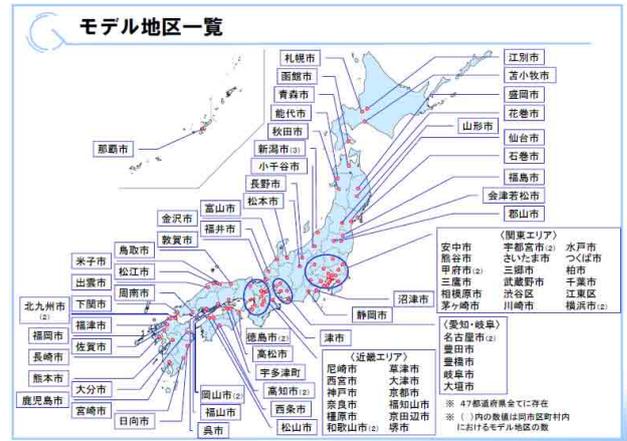


図-2 自転車通行環境整備モデル地区一覧
(平成20年1月 国土交通省・警察庁)

奈良市地区もそのひとつとして指定され、平成21年度より、奈良国道事務所では国道24号を北側より3カ年をかけて、L=1.7kmの区間を自転車と歩行者を分離した自転車道を主として整備し、また、平成21年度にモデル地区の近隣に新しい大型商業施設が開業することとなったことも受けて、モデル地区から新たな商業施設まで自転車道の南伸計画を策定・整備したところである。(図-3)



図-3 国道24号自転車通行環境整備位置図

今回はそのモデル地区から新たに自転車道を整備した南伸区間のうち、これまでは国道の大規模河川・JRを跨ぐ高架橋の下で、高架橋の橋脚に挟まれた自動車通行空間のみだった区間(写真-1)について、自転車ネットワークとして取り入れるために、自転車と歩行者が安全・快適に通行できるように計画を行った。

その中で、橋脚部の部分的に生じる狭小幅員区間の自転車道と歩道の分離構造について、奈良国道事務所敷地内で模倣的な施設を設置して、走行性の実証実験をしながら構造を決定した。



写真-1 整備前(橋脚に囲まれた道路空間)

2. 事業の概要

平成20年にモデル地区に指定された区間については、歩道と自転車道が道路構造令の幅員を確保した構造分離で整備しているが、南伸区間である国道24号の柏木町交差点から西九条町南交差点までのL=1.5kmのうち、柏木町交差点から佐保川までの区間は高架橋の側道部となっており十分な幅員がとれないことから歩道と自転車道の構造分離ができず、やや幅広の自転車歩行者道となっている。また、佐保川からJR、岩井川にかけての区間は、京奈和自動車道の大和北道路と交差する計画となっていることから、今後の自転車・歩行者ネットワークはこれまで通り東西の市道への迂回を想定している。

本稿で紹介する区間は岩井川から杏町交差点までの八条高架橋下の区間である。なお、杏町交差点から西九条町交差点にかけては、歩道の外側の道路敷地内に水路(W=1.5m)を抱えている構造で、その水路に蓋掛けをして歩道として整備することにより、自転車道と歩道の幅員を確保して整備している。(図-5)

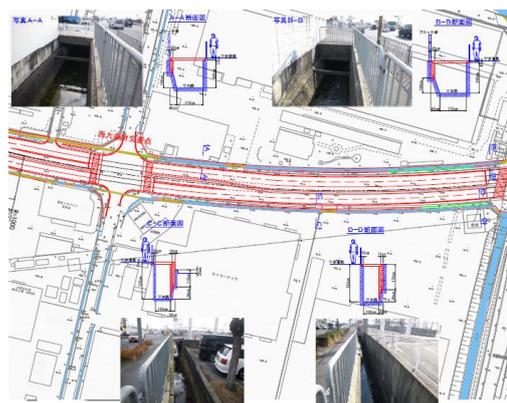


図-5 水路蓋掛けによる整備

3. 整備前の状況

八条高架橋下の橋脚間(W=7.0m)を2車線道路として自動車用に利用されていた。これまでは、橋脚の周りを金網で管理していたため自転車及び歩行者は車道の隅を通行していた。(写真-2)



写真-2 整備前の状況

4. 整備構造の検討

(1) 整備案

当初計画は八条高架橋下の橋脚外側の敷地を利用し、盛り土や擁壁を構築することにより、橋脚部分の幅員が約3.5m確保できるため、自転車歩行者道として整備することとしていた。

その後、平成24年11月に「安全で快適な自転車利用環境創出ガイドライン」が国土交通省・警察庁より発

出され、自転車関連事故の割合が拡大していることを背景に、本区間の整備構造の再検討を行った。

橋脚部分の整備全幅員は約3.5mのため、自転車走行空間を歩道と構造分離して幅員を確保するためには、自転車道の幅員を道路構造令の縮小規定にあるW=1.5mにする必要がある。また、自転車と歩行者の分離については、モデル地区で設置している横断防止柵を分離構造として当初採用した。(図-6,7)

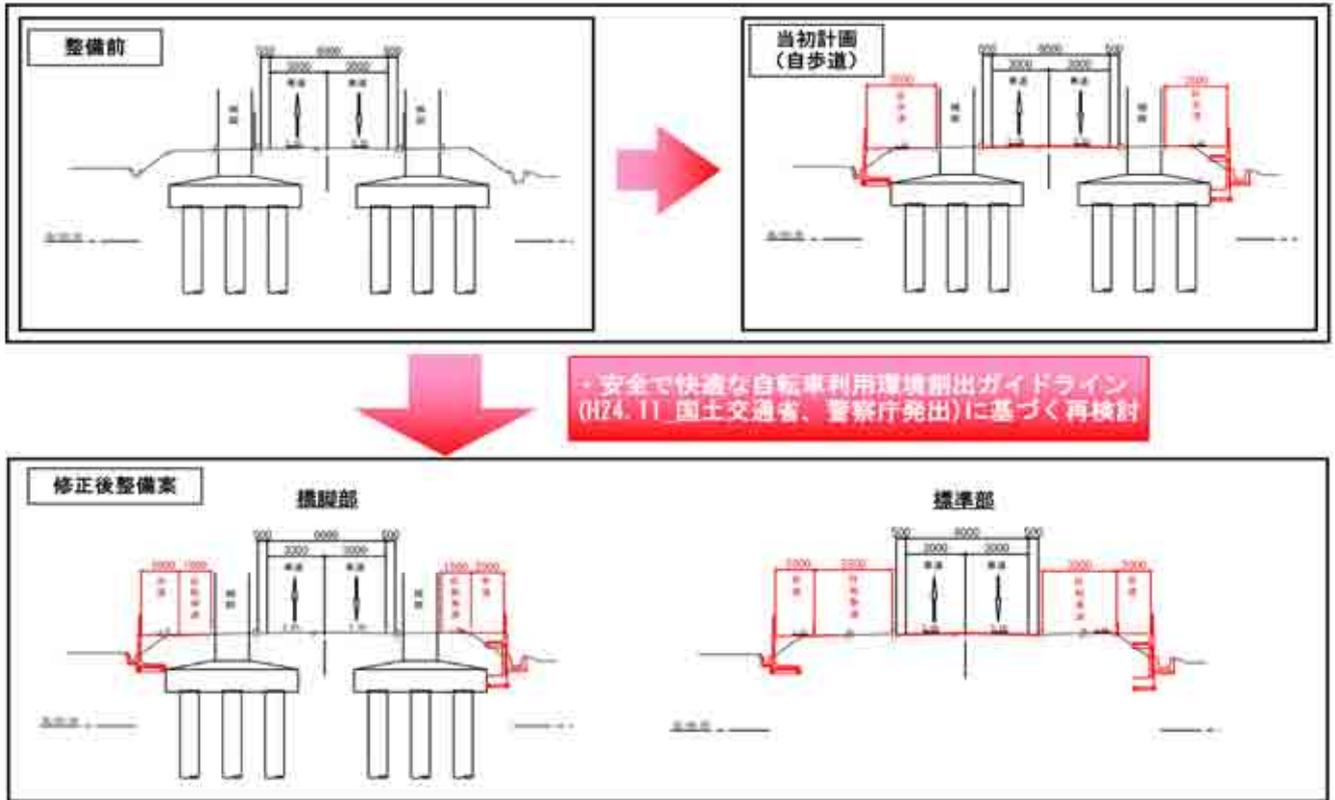


図-6 整備計画横断面

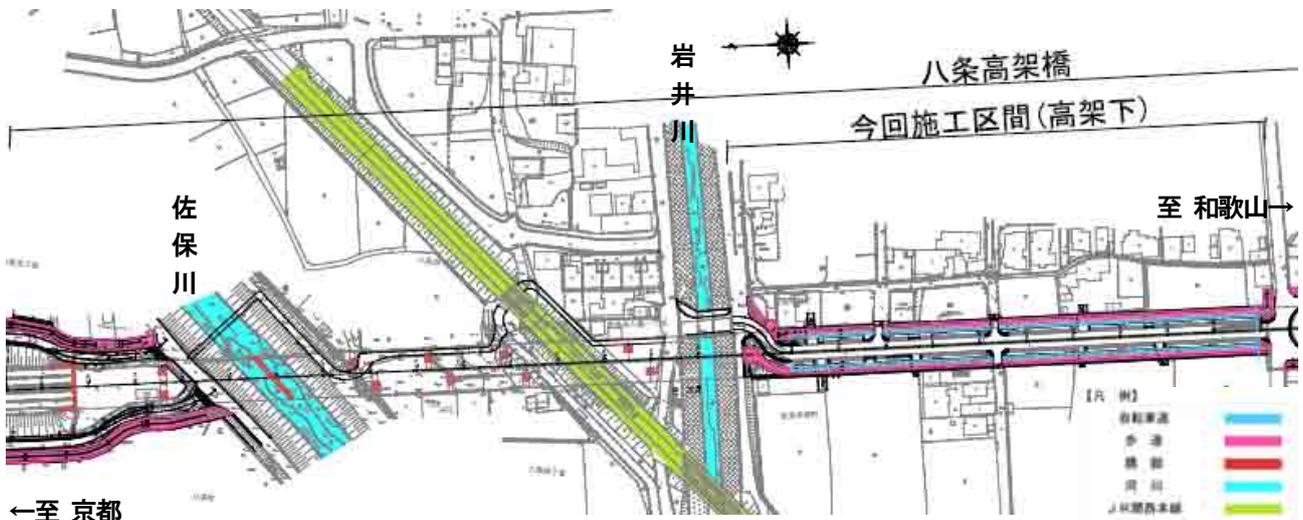


図-7 整備計画平面図

(2) 実証実験

当該区間の橋脚横に自転車道を設置するためには、現況の空間幅の制限より、自転車道の幅員は道路構造令の縮小規定であるW=1.5mを採用せざるを得ない。また、過年度のモデル地区でも採用してきた横断防止柵での分離構造を採用すれば、すれ違い時の接触等の恐れがあり安全性が低いと想定される。(図-8)



図-8 分離構造の対比

よって、施工に先立ち横断防止柵に替えて、緊急的に退避が可能で、かつ、接触しても比較的 안전한 ラバーポールとした場合を想定し、簡易な施設を設置して走行性の実証試験を行った。(図-9, 10)

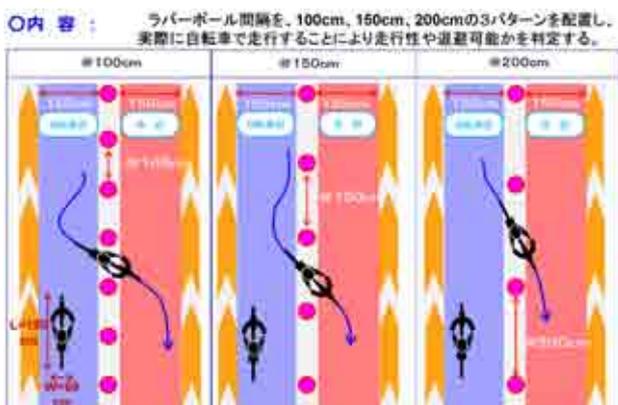


図-9 実証実験内容



図-10 実証実験状況

(3) 整備方針

実証実験においては、ラバーポールの間隔を、100cm、150cm、200cmの3タイプで実験し、意見集約をした結果、100cmの間隔では、自転車の車長が190cmである為、橋脚部で対向する際にラバーポールの外への退避が困難であった。また、200cmの間隔では簡易にラバーポール間を交互走行できる為、自転車と歩行者の分離効果が弱

い上、かえってジグザグ運転を増長する可能性も想定されるうえに分離効果がないという意見が集約された。

よって、実証実験の結果、ラバーポールの間隔は150cmが最も走行性・安全性に優れており、分離構造としての用途もある程度満たすことが考察された。さらに、幅員1.5mで橋脚と防護柵に挟まれることによって生じる閉塞感も、ラバーポールに置き換えることによって解消される。また、経済性や退避時の接触等を考慮したラバーポールの高さを詳細に比較検討した結果、H=400を採用することとした。

この結果をもとに当初計画を修正して現場の施工に反映することとした。(図-11)



図-11 整備イメージ (H=400、@150cm)

また、橋脚間に設置されていた立入防止柵を撤去し自転車道として有効利用することによって、より利便性を高めることができた。(図-12)



図-12 整備イメージ (橋脚間有効利用)

5. 整備後の状況

実証実験にて採用した整備計画を現場に反映させ施工を行った。(写真-3,4)



写真-3 整備前の状況



写真-4 整備後の状況

6. おわりに

現在道路を取り巻く社会的環境が変化している中、今後は限られた空間内で既存道路の有効活用、空間再配分等の道路整備が必要となることが考えられる。そのため、今までどおりの机上での計画検討だけではなく、現地の状況把握及び実証実験等を積極的に実施し利用者の立場に立った整備計画立案、検討することで利便性の高い社会資本整備に貢献できるものとする。

また、今回は仮設備を用いた簡易的な実証実験を実施したが、現地条件等により、可能であるならば現地で地域住民や実際の利用者を対象に、実証実験及び社会実験を行うことでより満足度の高い社会資本整備が実現されるものとする。

参考文献

- 1) 交通事故総合分析センター：ITARDA事故別データ
- 2) 警察庁交通局：平成23年度中の交通事故の発生状況

河道掘削土を築堤材料に使用する場合の一考察

大西 民男

大和川河川事務所 沿川再開発課 (〒583-0001 大阪府藤井寺市川北3丁目8番33号)

今回の発表は、大和川の河道掘削で発生した土砂を他機関工事で発生した建設発生土と混合して堤防強化および側帯整備の盛土材として再利用した結果を報告するものである。今回の実施結果は、今後の大和川河川事務所を実施する工事だけでなく、管内における建設発生土の有効利用の一助になるものである。

キーワード : 河道掘削 建設発生土の有効利用 土砂混合

1. はじめに

大和川は奈良県と大阪府を流域に持つ流域面積1,070km²、幹線流路延長68kmの一級河川である。大和川の特徴の一つに下流部及び中流部において土砂堆積の傾向にあり、過去より河道掘削、浚渫を実施している。近年では2009年(平成21年)から2013年(平成25年)にかけて流下能力確保のため下流部と中流部において29万m³の河道掘削を実施してきた。2014年度(平成26年度)以降も河川整備計画に基づき流下能力が不足している箇所について掘削していく計画となっている(図-1)。



図-1 河道整備・遊水地箇所位置図

(大和川水系河川整備計画より抜粋)

これまで掘削した土砂の一部は大和川の河口付近にある大阪府所管の人工干潟等へ搬出し有効利用してきたが、その他の多くは大阪府所管の埋立地(堺7-3区)内にストックヤードを確保し、築堤材料として約9万m³を仮置きしている。また、2013年度(平成25年度)には新たに約4万m³の河道掘削した土砂が発生した。

これらの河道掘削した土砂については、2013年度(平成25年度)に大和川右岸で実施した堤防強化および側帯整備の築堤材料として使用するほか、堺市側左岸で実施している高規格堤防事業の盛土材として使用する計画としている。

しかし、河道掘削による建設発生土は砂・礫が多く粒度も単調であるため、そのまま築堤材料として使用するには施工性や堤体の品質確保のうえで問題があった。一方、阪神高速道路(株)や大阪府が整備を進める阪神高速大和川左岸線の工事では、過去より大量の建設発生土が発生しており、粘性土を多く含む建設発生土の処理に苦慮されている状況にあった。

それら双方事業が抱える問題に対する一つの解決策として、河道掘削で発生した土砂と阪神高速大和川左岸線で発生した土砂を混合して有効利用を試みたものである。

2. 実施内容

(1) 工事概要

今回、掘削した砂を混合処理することを試みたのは、大和川右岸 8.5 km から 10.8 km の約 2.3 km 区間（大阪市東住吉区住道矢田地先から大阪市平野区瓜破地先の間）で実施した堤防強化と側帯整備の盛土工事である（図-2、図-3）。工事は4区間（4件）に分けて発注・施工した。



図-2 堤防強化と側帯整備区間



図-3 堤防強化と側帯整備の断面図

使用する盛土総量は約 15 万 m³ であり、そのうち 8 万 m³ については堺 7-3 区ストックヤードに仮置きしている河道掘削土を使用し、残りは阪神高速道路（株）や大阪府が発注施工する阪神高速大和川左岸線の工事で発生した建設発生土を流用して盛土する計画としていた。しかし、冒頭述べたとおり河道掘削による建設発生土は砂・礫が多く粒度も単調であったため再検討することとした。以下にその概要を紹介する。

河道掘削土の盛土材への適否から混合配合決定までの考察検討した一例を下記の順にそって紹介する。

① 試料採取と土質の評価判定

- ・ 室内試験による粒度分布とコーン指数の評価

② 配合比の検討

- ・ 混合の配合比設計と試料による室内試験を実施

③ 配合比の決定

- ・ 4 ケースの比較により採用する配合比を決定

④ 土質試験による判定

- ・ 決定した配合比による室内試験の実施

(2) 試料採取と土質の評価判定

河道掘削した土砂は目視でも細粒分が少ない土砂であった。写真-1 に示すとおり仮置場で試験的に転圧施工を実施した。結果、十分な締固めが出来ず、写真-2 のとおり簡単に崩れる状況を確認した。



写真-1 転圧試験の状況



写真-2 転圧後、締まってないため簡単に崩壊した次に試料採取し室内試験を行った。河道掘削した土砂と併せて、隣接して仮置きしている大阪府の建設発生土も採取し、「土の含水比試験」（JIS A 1203）、「土の粒度試験」（JIS A 1204）、「土のコーン指数試験」（JIS A 1228）を実施し、河川土工マニュアル（2009 年 11 月）を基準に築堤材料としての適否を考察した。

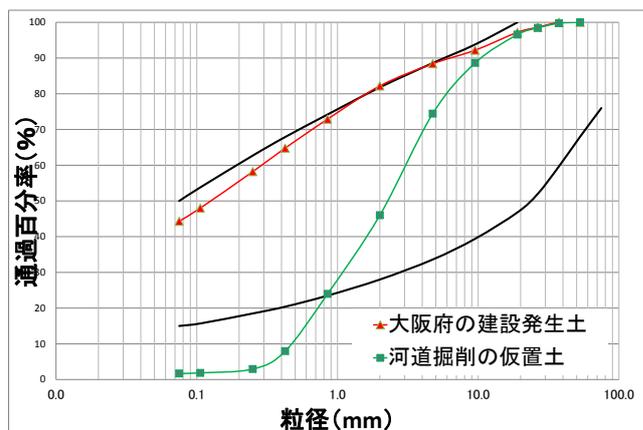


図-4 原材料の粒度分布グラフ

室内試験の結果、河道掘削した土砂の粒度分布は、図-4 のグラフに示すとおり砂・礫が殆ど占めていた。

均等係数 U_c が 10 以下、曲線係数 U'_c も 1 以下であり不均一である。コーン指数は $1,700\text{kN/m}^2$ あるが、細粒分含有量 F_c は 1.7% しかなく盛土材には不適合と判断した。

一方、大阪府の建設発生土については、粒度分布はグラフのとおり細粒分が殆ど占める粘性土であり、均等係数 U_c 、曲線係数 U'_c も算出不可能な不均一な土であった。含水比は 24.7% もあり、コーン指数は 182kN/m^2 しかなく、そのまま重機による敷ならし締固めが困難な土砂であり築堤材料には不適合と判断した。

以上の結果を踏まえ、建設発生土の有効利用も考慮し、これら砂と粘性土の二種類を用いた土砂の混合の実施について検討を行った。

(3) 配合比の検討

検討の条件として、必要なコーン指数 785kN/m^2 以上を確保し、含水比は 15% 以下を目安として検討し、粘土 40 : 砂 60 の配合設計値が提案された。試料を採取して、配合設計値の配合で室内試験した結果は図-5 のグラフのとおり配合設計値に近い試験結果が得られた。粒度分布も範囲内である事を確認できた。

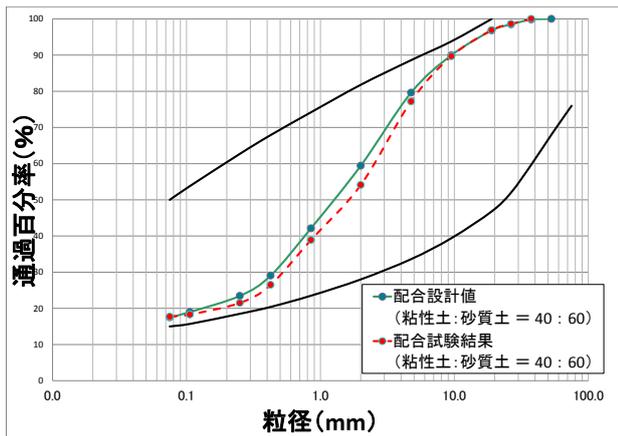


図-5 配合の設計値と試験結果の粒度分布グラフ

(4) 配合比の決定

(3) の配合比の検討で得た試験結果を基にして、配合比を変えた 4 パターンの設計値を比較し、細粒分

含有量 ($15 < F_c < 50$)、施工性を考慮しコーン指数 785kN/m^2 以上、含水比 15% 以下になる“配合パターン 2”を採用した (表-1、図-6)。

コーン指数に関する検討

配合パターン名	配合比		コーン指数(qc)の推定値		判定
	粘性土	砂質土	算式	qc(kN/m ²)	
配合パターン1	30	70	$= (30 \times 182 + 70 \times 1755) \div (30 + 70)$	1283.1	○
配合パターン2	40	60	$= (40 \times 182 + 60 \times 1755) \div (40 + 60)$	1125.8	○
配合パターン3	50	50	$= (50 \times 182 + 50 \times 1755) \div (50 + 50)$	968.5	○
配合パターン4	60	40	$= (60 \times 182 + 40 \times 1755) \div (60 + 40)$	811.2	○

(※qc $\geq 785\text{kN/m}^2$ を○とした)

含水比に関する検討

配合パターン名	配合比		含水比(W)の推定値		判定
	粘性土	砂質土	算式	%	
配合パターン1	30	70	$= (30 \times 24.7 + 70 \times 4.5) \div (30 + 70)$	11	○
配合パターン2	40	60	$= (40 \times 24.7 + 60 \times 4.5) \div (40 + 60)$	13	○
配合パターン3	50	50	$= (50 \times 24.7 + 50 \times 4.5) \div (50 + 50)$	15	△
配合パターン4	60	40	$= (60 \times 24.7 + 40 \times 4.5) \div (60 + 40)$	17	△

(※W<15.0% は○とした)

表-1 4 パターンの配合とコーン指数と含水比の比較

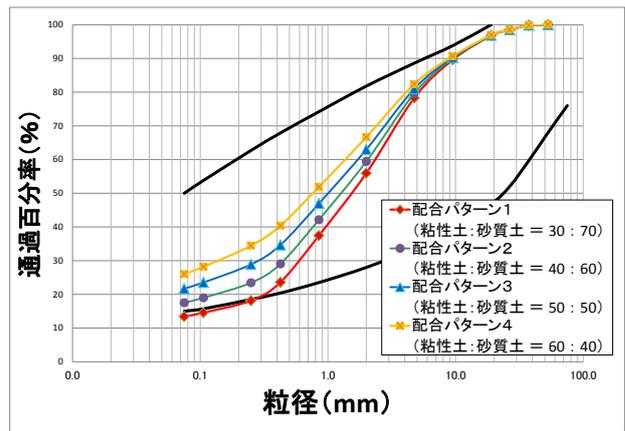


図-6 4 パターンの配合による粒度分布の比較検討

(5) 土質試験による判定

(4) において 4 パターンを比較検討した結果、決定した“配合パターン 2”について、土質試験による判定を行う。今回は既に(3)で試験済みであり、問題無い事を確認しているため、ここでは省略する。

3. 経済性の検討

築堤材料の改良方法については、河川土工マニュアルを参考にした。混合する工法は自走式土質改良機「リテラ」、スタビライザによる攪拌、移動型建設土有効利用システム「土壌くん (NETIS)」による三

種混合を比較してみた。参考として購入土、粘性土を改良して使用するケースも検討したので図-7にその結果を整理した。

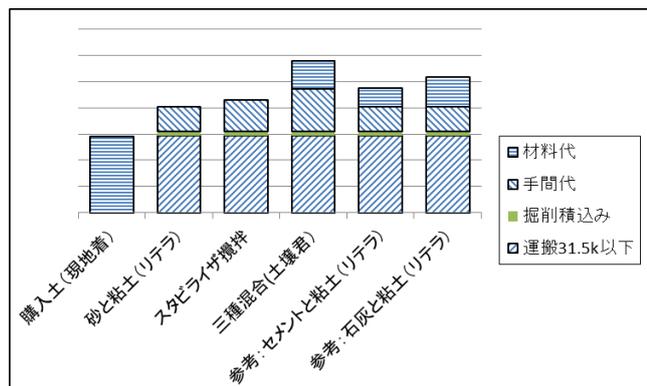


図-7 m3当たりの費用の比較 (直工※機械組立解体は含まない)

図-7のグラフのとおり砂と粘土を「リテラ」により混合する工法が最も安価となった。手間代とは機械の混合費用を示し、見積もりによる単価である。掘削積込みと運搬とは混合するヤードから盛土箇所までの土砂運搬費用である。スタビライザによる混合は作業効率が上がるが手間代が高い。また、細粒分の多い粘土があったため採石等を補充し三種混合を検討したがコストは高くなった。また、今回は7-3区で混合した土を盛土箇所へ運搬する必要があったため購入土より高価となったが、近くで混合できるヤードが確保できれば購入土より経済的である事も確認できた。

4. 施工状況

写真-3は自走式土質改良機「リテラ」による二種混合、写真-4は移動型建設土有効利用システム「土壌くん (NETIS)」による三種混合、写真-5はスタビライザによる混合状況である。



写真-3 リテラによる混合作業状況



写真-4 土壌くんによる混合作業状況



写真-5 スタビライザによる混合作業状況

日当たりの攪拌能力はリテラによる二種混合は日平均で570m³、土壌くんによる三種混合は日平均570m³、スタビライザは日平均600m³の結果で大きな違いは無かった。

締固めの施工についても河川土工マニュアルのとおり巻きだし厚30cmとし、締固め度も品質管理基準

にある平均 90%以上(下限値 85%)を満足して施工がなされた(写真-6)。



写真-6 二種混合した盛土材の試験転圧状況

5. 考察

今回の施工実績を踏まえ考察した。河床掘削した土砂は粘性土と混合することにより良質な築堤材料として再生し利用できることを確認した。当面の間は阪神高速大和川左岸線から発生する建設発生土と混合することが経済的であり、建設副産物の有効利用も図られる。

以上により、今回実施した土砂混合による手法は、河床掘削土の有効利用の観点から有効な手法である。

メリットとしては、

- 河道掘削土を築堤材料に再利用可能となる。有効利用により環境負荷が削減される。
- 河床掘削土を有料投棄するより混合する方が経済的である。
- 混合により均一な品質の築堤材料が確保できる。ついでには施工性が向上し、堤体の質も向上する。
- 今後の河道掘削土を改良すれば高規格堤防へ再利用は可能となる。

などが挙げられる。

デメリットを挙げるとすれば、

- ある程度規模のストックヤードと混合するための施工ヤードが必要になる。
- 土質が変われば、その都度配合比を検討するなど、品質管理に留意が必要。
- 機械を複数台調達するのが困難で、安定した供

給量を確保するのが困難なケースが想定される。などがある。

6. 今後の展望と課題

大和川河川事務所では、今後の高規格堤防工事に大量の盛土材を必要とするため、河道掘削土を築堤材料として再利用できることは盛土材の確保に大きく貢献する。また、高規格堤防は上面利用される場合もあるため、均一した性状の盛土材を混合により製作できる事は堤体の品質確保にも大きく貢献する。課題としては、住宅等近接した狭窄な施工箇所であるため、別の場所で混合するヤードとストックするヤードを確保する必要がある。今後も引き続き、他機関とも協力・連携し、さらなる建設発生土の有効利用とコスト縮減を図っていく必要はある。

謝辞: 本論文の執筆に当たっては、関係する皆様方の多大なご協力のもと出来たものであり、多忙のところ資料提供いただいた大勝建設(株)、南海辰村建設(株)、井上工業(株)、近畿技術事務所にも謝意を表します。

参考文献

- 1) 大和川水系河川整備計画(国管理区間) 平成 25 年 11 月
- 2) 矢田堤防対策工事、瓜破地区堤防対策工事 瓜破西地区堤防対策工事 住道矢田地区堤防対策工事 国分市場地区河道掘削工事 工事資料
- 3) 管内土質試験調査等業務 近畿技術事務所
- 4) 河川土工マニュアル 平成 21 年 4 月
- 5) 高規格堤防実務必携(案) 平成 7 年度版 平成 7 年 7 月
- 6) 建設発生土利用技術マニュアル(第 2 版) 平成 6 年 7 月

農業用水管の急曲線泥濃式推進工法による改修

堀米 大樹¹

¹近畿農政局 紀伊平野農業水利事業建設所 工事第一課 (〒649-6228和歌山県岩出市大町41-1)

平成25年度に和歌山県海南市において農業用管路を改修した山田ダム水路（山東支線）海南工区その3改修工事は、平面線形での曲線箇所が5箇所あり、最小曲線半径R=30m という急曲線での線形であるとともに、埋設する市道の両脇が民地に挟まれていること、推進始点から188m地点で現況水路と交差することから、確実な精度管理が要求される工事であった。また、推進工施工期間が年末年始の休業を挟むことが避けられなかったため、作業休止期間中の推進力の増加を抑えるために、休日中に滑材、泥水の注入作業を行うか判断を要した。本稿では、このような現場条件での急曲線推進工事の課題とその対応について報告する。

キーワード 泥濃式推進工法、急曲線、施工、推進力、推力低減装置、分割回収

1. 事業概要

国営農業用水再編対策事業（大和紀伊平野地区）は、奈良県の北西部に位置する奈良市他9市11町村（20市町村）からなる大和平野と和歌山県の北部に位置する和歌山市他5市2町（7市町）からなる紀伊平野の両平野にまたがる農地面積約13,400haを受益地としている。

本地区の農業水利施設は、十津川・紀の川総合開発事業の一環として、国営十津川紀の川かんがい排水事業（昭和25年度～昭和59年度）及び関連事業により造成された。その後、国営紀の川施設整備事業（昭和58年度～平成5年度）、国営第二十津川紀の川かんがい排水事業（平成11年度～平成20年度）により、改修・整備を実施してきているものの、未だ改修を行っていない農業水利施設は、築造後40年～50年を経過していることから老朽化等による性能低下が目立ち、早急な対応が望まれている。また、近年の営農形態の変化や都市化の進展に伴う農地面積の減少等により、農業用水の需要に変化が生じてきている。

そこで、本地区ではこれら機能低下した農業水利施設の整備を行い、農業用水の安定供給と適正利用を図るとともに、その結果生み出される余剰水を地域の上水道に転用し、地域の水資源の有効活用に資するものである。

2. 工事概要

改修対象施設の山田ダム水路（山東支線）は和歌山県海南市に位置し昭和37～38年に十津川・紀の川総合開発事業の一環として造成された水路であり、山田ダム水路（左岸）約3.9km地点の分水工を始点とした延長約2.3km水路である。築造後の年月の経過により老朽化が進行するとともに、営農体系の変化や宅地化等の周辺状況の変

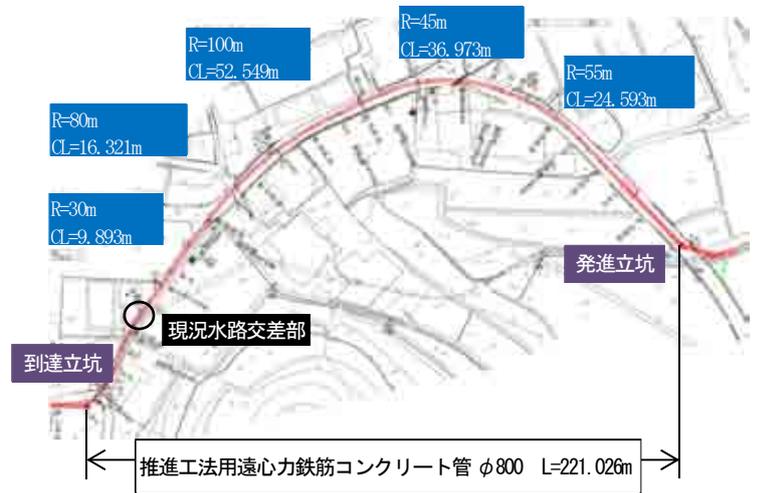


図-1 推進工事平面図

化を受け、平成17年より改修を行っている。

本稿で取り上げる紀伊平野山田ダム水路（山東支線）海南工区その3改修工事は、山東支線始点より約1.4km地点に位置する。周辺状況の変化により、現況路線上部には民家、樹園地等があり、同路線での改修は困難であったため、路線を変更し公共用地下（海南市道）に埋設する計画とした。路線変更の結果、平面線形での曲線箇所が5箇所あり、最下流の曲線箇所は上流とは逆方向に屈曲、かつ曲線半径R=30mという急曲線での線形となった（図-1）。埋設する海南市道は両脇を民地に挟まれているとともに、推進始点から188m地点で現況水路と交差することから、確実な精度管理が要求される工事であった。また、推進工施工期間が年末年始の休業を挟むことが避けられなかったため、作業休止期間中の推進力の増加を抑えるために、休日中に滑材、泥水の注入作業を行うか判断を要した。

3. 工法概要

(1) 工法選定

水路の改修工法については、開削工法、シールド工法、推進工法が考えられたが、最大掘削深が7m程度と深く、埋設路線の両脇に家屋があることから開削工法での改修は不適と判断した。また、シールド工法では改修管径φ800mmでの施工が不可能なことから、施工性、経済性、安全面を総合的に判断し推進工法を採用した。

推進工法における到達立坑の設置計画位置が桃の樹園地で、工事のために必要となる桃の伐採範囲を最小限にすることが求められた。伐採範囲の縮小には到達立坑の縮小が不可欠であり、その為には掘進機械を到達立坑から分割回収する必要があるため、推進工法の選定においては、各推進工法における対応管径、曲線半径、土質条件に加えて分割回収の可否についても選定条件とした(表-1)。施工条件に対応可能な工法を比較し、選定条件に合致し、最も経済的な泥濃式推進工法を採用した。

表-1 推工法選定比較表

工法	施工口径 φ800	最小曲線半径 R30	一軸圧縮強度 5Mpa	分割回収	経済性	判定
泥濃式	○	○	○	○	○	○
泥水式	○	○	○	×	—	×
土圧式	○	○	○	○	△	×

(2) 泥濃式推進工法概要

泥濃式推進工法は切羽と隔壁間のカタチャンバ内を掘削土砂と高濃度泥水とを攪拌混合した泥土で満たし、切羽面に作用する土圧及び水圧に見合う圧力に泥土の圧力を保持することにより切羽の安定を図り、カタヘッドで掘削しながら立坑に設けた元押ジャッキの推進力により推進管を地中に圧入して管渠を構築する工法である。泥濃式推進工法の場合は、掘削土を掘進機内の排泥バルブ開閉により排出し、バキュームによる吸引で坑外に排出、処理することが可能であるとともに、掘削土中に混ざる礫を掘削機内に取込み、人力によって運搬、搬出することも可能である。泥濃式推進工法概要図を図-2に示す。本工区では泥濃式推進工法の中でも、アパッチ工法による施工を行った。

(3) 推力低減装置導入の検討

本工事は曲線箇所が多く曲線半径が急曲線であるため推進力の増大が懸念されたことから、推力低減装置の導入について検討した。推進工法用設計積算要領に基づく推力計算を行った結果、総推進力が3,114kNとなり、圧縮強度70N/mm²の推進工法用鉄筋コンクリート管(以下推進管)における許容耐力3,091kNを上回った。この推進力で施工するには圧縮強度90N/mm²の推進管が必要となるが、その場合に有効な推力伝達材が商品化されていないため施工できないことから、推進抵抗力を低減させるため推力低減装置を導入することとした。本工事で

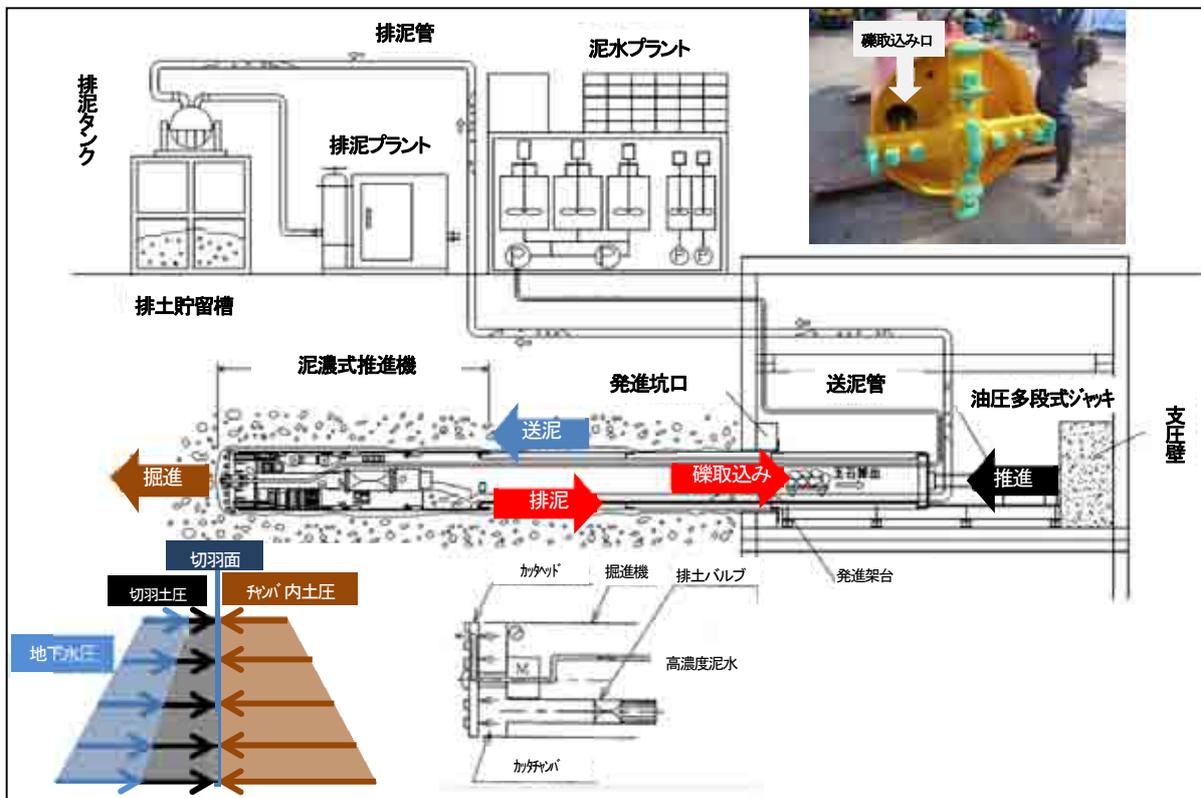


図-2 泥濃式推進工法概要図

導入されたアパッチ工法に併設される推力低減装置 (JET_ONEシステム)により、総推進力を1,438.5KNに押さえることができたため、圧縮強度50N/mm²の推進管における許容耐荷力2,296KNを下回り、最安価な推進管で施工することができた。

(3) 推力低減装置

JET_ONEシステムはジャッキスピード(掘削量)に応じた二次滑材の注入を行い、掘進に伴って発生するテールボイド(地山と推進管との間隔)に、強度と止水効果のある固結型滑材(一次滑材)を掘進機後部より注入し、更にもその後方50m間隔で設置した注入管より一次滑材と推進管の間隔に粒状滑材(二次滑材)を同時注入し、推進管の周囲に二層の滑材層を形成することで、外面抵抗力を低減させるものである。滑材を注入したテールボイド構造概念図を図-3に示す。

(4) GPS電磁波誘導測量装置

アパッチ工法では到達立坑への確実な到達を図るため、GPS電磁波誘導測量装置(ネオジャスト・システム)を使用する。ネオジャスト・システムは掘進機にコイルを装着し、受信コイルを到達立坑内の計画位置

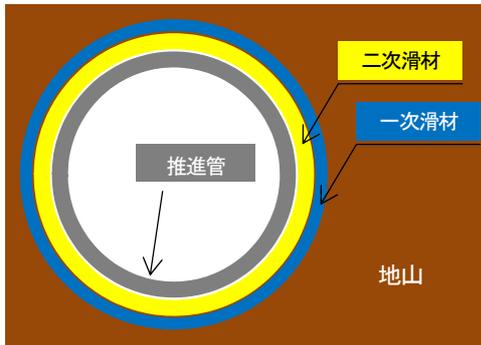


図-3 テールボイド構造概念図

へ取付け、掘進機から発せられる電磁波の磁力線の方向と強度を測定し、掘進機の向いている方向を測定するもので、地中にある障害物の影響を受けず掘進機のみを検出できる。受信した情報はリアルタイムで掘進機内のオペレータに伝送されるので、掘進中に位置情報を把握することが可能である。ネオジャスト・システム概要図を図-4に示す。

4. 施工時の課題と対応

(1) 計画推進力と実施推進力

本工事は非灌漑期の工事で推進工事の開始時期が山田ダム水路の通水終了後に限られたため、工程上推進工事が年末年始をまたぐことがやむを得ない状況であり、この期間に推進作業が中断し泥水の充填、掘進作業がなされない期間が続くと、滑材による推力低減機能が低下することが予想された。発進立坑の設置位置は集落の生活道であるとともに、立坑の直近には民家があることから、年末年始は完全休業とすることが望ましく、作業休止期間中の推進力の増加を抑えるために、滑材、泥水の注入作業を行うか、計画推進力と実施推進力の推移を比較し判断することとした。

本工区の実施推進力は図-5に示す通り計画推進力を下回る値で推移していたが、推進開始から43m付近で地山の変化から日掘進量が低下し推進力が210KN増大した。このときの推進力増加量を目安とし、平成25年内の推進作業終了予定である平成25年12月27日の実施推進力が計画推進力を210KN以上下回っていれば、年末年始期間に休業することとした。

12月27日時点(83m付近)の実施推進力は543KNで、計画推進力の830KNを目安とした推進力増加量210KN以上下回っていたため、年末年始期間は休業することとした。年明けの作業再開時の推進力は700KNと作業休止時に比べて157KN増大したものの計画推進力を下回り、その後も計画推進力を下回る値で推移し到達した。

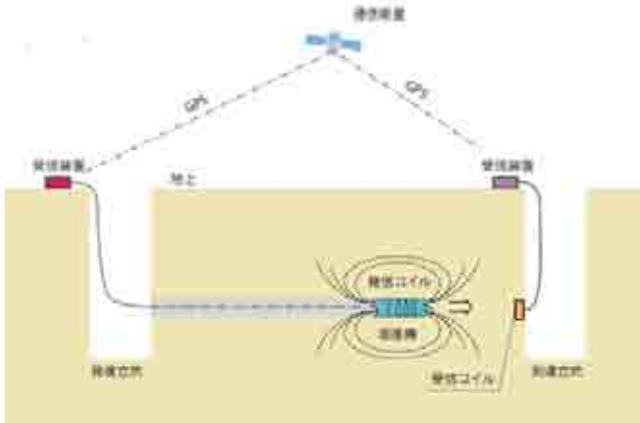


図-4 ネオジャスト・システム概要図

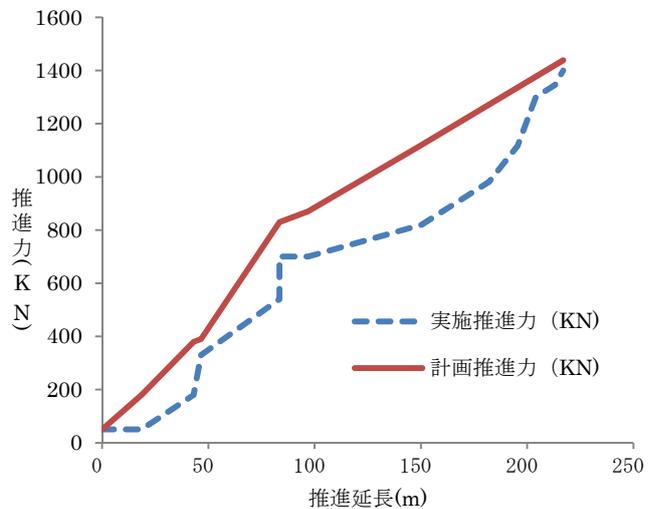


図-5 計画・実施推進力の推移

(2) 現況水路の横断

本工区は改修水路の現況路線から路線変更して推進を行うため、推進施工始点から 188m 地点で現況水路との交差が発生する。現況水路を避けるため、下越しすると新設管路がサイホン構造になってしまうことから、水路勾配、敷高を変更することは現実的ではない。そのため、交差に先立ち旧水路を撤去する必要がある。現況水路の撤去については、交差部直近に家屋があることや、管を新設する公共用地（海南市道）の両脇が家屋であることから、掘削作業が制限された。また、埋設する道路に加えて周辺道路も狭小であり大型機械が進入できず、矢板の打設が不可能なためライナープレートでの撤去とした。現況水路の撤去はライナープレートの設置範囲に限られることから、掘進機が計画路線から外れてしまうと、未撤去区間に当たり推進不可能となる。更に、停止した場合には地上部から掘削し回収することが不可能であることから、設計路線上での確実な推進が必要であった。そこで、本来は到達立坑で使用するネオジャスト・システムを交差部にて使用し、交差部での確実な推進を図ることとした。現況水路交差部の平面図を図-6に示す。

現況水路の交差地点は推進始点から 4 番目の曲線（CL4）開始地点に位置しているため、CL4 の曲線開始前の直線区間に到達した時点から、ネオジャスト・システムの計測を開始した。直線区間到達時点での管内測量データでは、計画路線との中心線のズレが左 20mm と高精度で推進していたことから、ネオジャスト・システムの導入によって、現況水路交差部まで同精度での推進を試みた。その結果、現況水路交差部を無事に通過し、その時点での管内測量結果で、計画路線との中心線のズレ右 25mm にて推進することができた。

5. 総括

本工事は急曲線推進工事かつ現況水路との交差という施工上の障害があり、計画路線上での確実な推進が求められたが無事完了することができた。

推進工法における精度管理は、推進管を 1 本推進し終えた段階で管内測量を実施し、その成果を受けオペレータが方向修正を行う。その為、推進作業中に推進機の位置を把握することができない。GPS 電磁波誘導装置はリアルタイムで推進機の方向計測が可能なので、管内測量と併せて中心線のズレを低減することが期待できるのと考えられる。

計画推進力と実施推進力は現場毎に異なるため、推進施工においては、実施推進力の推移を計画推進力と比較するとともに、排泥土質の状況及び滑材の注用量を常に監視し、推進力増大の変化を予測することが重要であると考えられる。

推進工事開始から 43m 付近で当初想定していたよりも硬質な地盤に直面し推進工事の遅延が発生したが、岩盤が掘進機の礫取込み口での取込み可能な大きさまで破碎されたことで無事に通過することができた。泥濃式推進工法は先頭で掘削礫をカットで粉碎すること無く取り込むことが可能であるため、今回の様な不足の事態にも対応できたものと考えられる。地質条件の想定が困難な施工箇所について泥濃式推進工法は有効な工法であると考えられる。

近畿農政局における急曲線推進工法の事例は少ないが、今後は施設周辺状況の変化から施工機会が増加するものと思われる。その中で、本稿が工事実施の際の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) アパッチ工法協会：設計積算要領, pp. 1-5, 2013
- 2) 日本推進技術協会：推進工法用設計積算要領 泥濃推進工法編, pp. 2-3, 23, 2013



図-6 現況水路交差部平面図

彦根地方気象台における歴史的建築物の 保存活用の取り組みについて

近藤 孝子

近畿地方整備局 京都営繕事務所 技術課 (〒606-8395京都府京都市左京区丸太町通川端東入ル東丸太町34-12)

本整備事業は、彦根地方気象台における既存庁舎の耐震改修及び狭隘の解消のための一部増築である。既存庁舎は過去の改修で外観が変更されていたが、今回の改修では工事写真や資料をもとに竣工当時のタイル貼りに復元し、内装も当時の意匠を尊重し復元した。

当初は保存活用を目指した計画ではなかったものの、各段階における関係者が連携したことにより、耐震改修に「復元」の付加価値を加えることができた。この整備事業のうち施工及び、その後の情報発信について報告する。

キーワード 歴史的建築物, 改修工事, 保存活用, 情報発信

1. はじめに

彦根地方気象台は、明治26年に滋賀県立測候所として気象観測を開始しました。昭和14年に国に移管された後、昭和32年に彦根地方気象台に昇格し、滋賀県内の気象観測、防災情報発信の拠点として、現在まで同一場所で業務を継続しています。

今回の整備目的は、既存庁舎の耐震補強を含む内外装の改修と狭隘に伴う一部増築でしたが、既存庁舎は全国で三番目に古い気象台で、昭和7年に竣工した鉄筋コンクリート造の貴重な近代化遺産であることから、彦根市及び営繕部職員の強い意思により昭和7年の姿への復元を目指しました。

既存庁舎の外観に影響しないよう、耐震補強は全て内部補強で対応し、外装は工事写真や資料をもとに竣工当時のタイル貼りに復元しました。内装についても漆喰壁、蛇腹装飾や木造階段等の意匠を尊重し復元しています。

所在地	滋賀県彦根市城町2丁目5-25
用途地域	第1種住居地域、法22条地域、景観計画区域 (城下町景観形成地域、内町地区)
敷地面積	2,753.16㎡
構造階数	既存・復元：RC造 地上3階塔屋1階 増築：RC造 地上2階
延床面積	既存・復元：432.86㎡ 増築：595.33㎡
発注者	近畿地方整備局営繕部
設計者	(協同組合) 福井県建築設計監理協会
工期	平成22年3月～平成23年7月
施工者	大鉄工業(株)



右上：復元後
左上：建設当時
(昭和43年改修前)
左下：復元前
(昭和43年改修後)



復元後
復元前

2. 復元に関わる施工段階の取り組みについて

以下に今回の整備事業における施工段階の取り組みについて説明します。

(1) 色決め (写真-1)

建設当時の外壁タイルやS形瓦の色について、資料はほとんど残っていませんでした。市の教育委員会でも地元の写真館に問い合わせたり、市民にビラを配布するなど熱心に情報収集していただきました。さらに昭和43年の改修時の工事写真を見ると既存タイルや瓦の撤去をしていることから、その瓦が地中に残っているのではないかと予測し、市の職員自ら発掘調査を実施されました。瓦は見つかりませんでしたが、出土した外壁タイルの破片をもとに、昭和43年改修時のカラー写真の色調を補正することにより、瓦の色を推測し、オレンジ色系の瓦に決定しました。



彦根市による発掘調査



出土したタイル片



写真-1 色決め



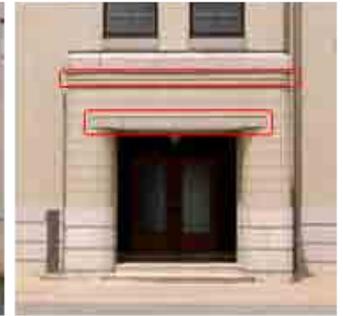
上：決定した瓦
左：情報提供をよびかけたビラ

(2) タイルの復元 (写真-2)

玄関壁面上部の段差を付けた形状に加工されたタイルは昭和7年建設当時のものです。大きさも形状も現在はなく、特注で製作すると日数と費用がかかることから、その部分のタイルは残し、周りのタイルは既製品タイルから色、模様に近いものを選び、縦に割り付けることで寸法を調整しました。



復元前



復元後

写真-2 タイルの復元

(3) 事務室内装飾 ～蛇腹・腰板～ (写真-3,図-1)

蛇腹は解体中に一部を残して採寸し、設計図の仕様のおり工場で発泡スチロールの成形から樹脂モルタル吹付け、パテしごきまでを行い、現場で専用接着剤で取り付けて塗装を行いました。

腰板も解体中に一部を残して採寸しましたが、今回の改修による壁面への断熱材貼付け、床面へのOAフロアの設置により、室内寸法に違いが生じることから、現地を実測して施工図を作成し、パネル巾と凸形で寸法を調整して、各面毎に割付けました。



事務室復元前



事務室復元後

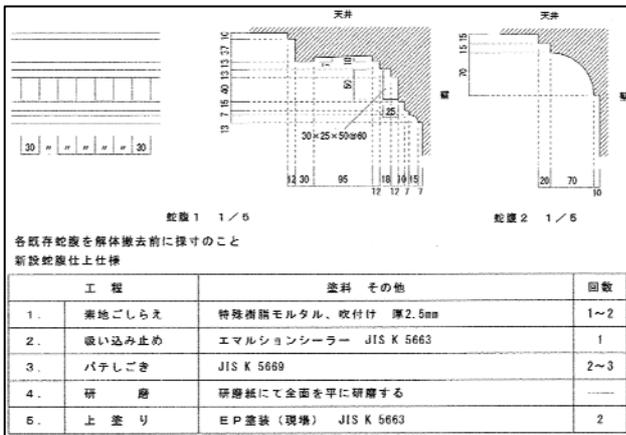


図-1 蛇腹に関する設計図の特記



蛇腹の施工状況 (材料検収、取付、塗装)



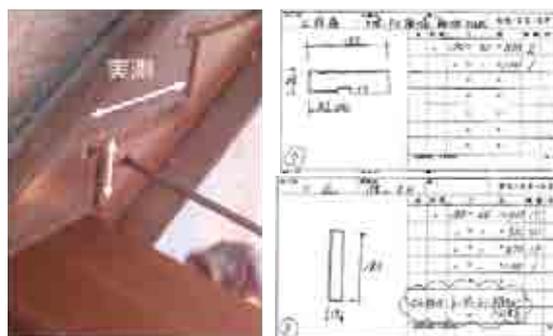
腰板の施工状況 (材料検収、割付)
写真-3 事務室内装飾 ～蛇腹・腰板～

(4)階段 (写真-4)

階段の踏み板は滑りやすくなっていたため、取り替えることとしましたが、側桁（がわげた：階段の踏み板を差し込み、支えている両側の板）と手摺りは既存のものを残しています。

新しい踏み板は、既存の側桁に納まるよう一段ずつ幅、奥行きを実測し施工しました。

手摺りには新たに格子金物とアクリル板を設置しました。既存手摺り支柱の間隔が現在の建築基準法の定める幅より大きかったことから、落下防止のため設置したものです。手摺りを実測して製作した40数個の格子金物は、一つとして同じ形状のものはありませんでした。



踏み板・蹴込み板製作

(5)漆喰仕上げ (写真-5)

壁面の漆喰は既存の躯体の精度がよくなかったため、プラスター系の軽い材料で不陸を調整した後に、漆喰で仕上げています。プレミックスタイプの材料を使用し、品質管理も比較的容易に行うことができました。



格子金物製作
写真-4 階段

(6)天井・梁型装飾 (レリーフ) (写真-6)

天井、梁型の装飾は昭和7年当時のものをそのまま残し、一部つぶれていたところは左官工により補修しました。

(7)今回の施工事例の特徴

これまでの事例で示したとおり、この事業における保存活用の取り組みは、長期間の調査や検討を要したり、特殊な技術を要するものではなく、設計や施工段階での工夫の積み重ねで実現されました。

あるフォーラム*1で最近の建設現場での作業は、工場で作成・加工された材料を現地で組み立てることが多いため、職人自身が考える余地が少なく、組み立て工になっているとの話を聞きました。今回のように現地で実測し、それをもとに、納まり、割付を検討する作業は、従来の大工や左官の職人が持っている技術を生かすことのできる仕事といえるのではないのでしょうか。

こういった仕事を行うことで、建物を保存するだけでなく、職人の技術も継承することができるのではないかと考えられます。



漆喰施工状況（下地調整、材料練り混ぜ、仕上げ）
写真-5 漆喰仕上げ

3. 情報発信

(1)施設利用者（職員）への情報発信

この整備後に本施設に勤務している職員の方に使い勝手等のアンケート調査を行いました。おおむね良好の回答でしたが、なかには「既存庁舎と増築庁舎の移動が不便」という不満がみられました。

これは、観測業務のため、増築庁舎の2階で執務して



階段室天井（鋼板製） 廊下梁型（漆喰）
写真-6 天井・梁型装飾（レリーフ）

県道間田長浜線 観音坂トンネル工事の 小土被り部の施工について

真嶋 敏之¹・森田 康平²

¹(株)奥村組 西日本支社 新観音坂トンネルJV工事所 (〒526-0814滋賀県長浜市石田町525番地)

²滋賀県 長浜土木事務所 (〒526-0033滋賀県長浜市平方町1152-2)

観音坂トンネルは、県道間田長浜線の整備事業の一部としてNATM工法で施工している延長531mのトンネルである。本トンネルは、掘削を開始する終点側200m区間における土被りが1.5D以下の小土被りで、坑口より180m付近では最小土被り12.8mで沢を横断する地形条件であった。また、この区間は断層あるいは破砕質な部分が連続して存在していると想定され、掘削初期段階において得る地質情報や地山変形に関するデータを用いて、この区間を安全に施工することが求められた。そこで、先進長尺コアボーリング、FDEM探査等の各種調査を実施し、得られた情報を活用しながらトンネル掘削を進めた。本稿では、この破砕帯を有する小土被り区間に対する情報化施工の手法と施工結果について報告する。

キーワード 小土被り, 断層, 先進長尺コアボーリング, 削孔検層, FDEM探査, 情報化施工

1. はじめに

発破掘削方式によるNATM工法により施工を行った。現場位置図を図-1、事業全体図を図-2に示す。

県道間田長浜線は、滋賀県米原市東部地域から長浜市中心市街地部を東西に結ぶ幹線道路であり、多くの通学・通勤者が利用している。市境にある観音坂隧道（昭和8年築造）および長浜側の現道は、道幅が狭いことに加えて、老朽化が進んでおり、通行に支障を来たしていることから、早期の道路整備が求められている。そのため、滋賀県の道路整備計画「滋賀県道路整備アクションプログラム」により、現在、当地にてトンネルを含む約1,630m区間の道路整備事業が進められている。

本工事は、そのうち施工延長1,008.8mの道路改良工事であり、延長531mのトンネルを含んでいる。トンネルは、内空断面64.9m²の自歩道を有する2車線断面であり、



図-1 現場位置図



図-2 事業全体図

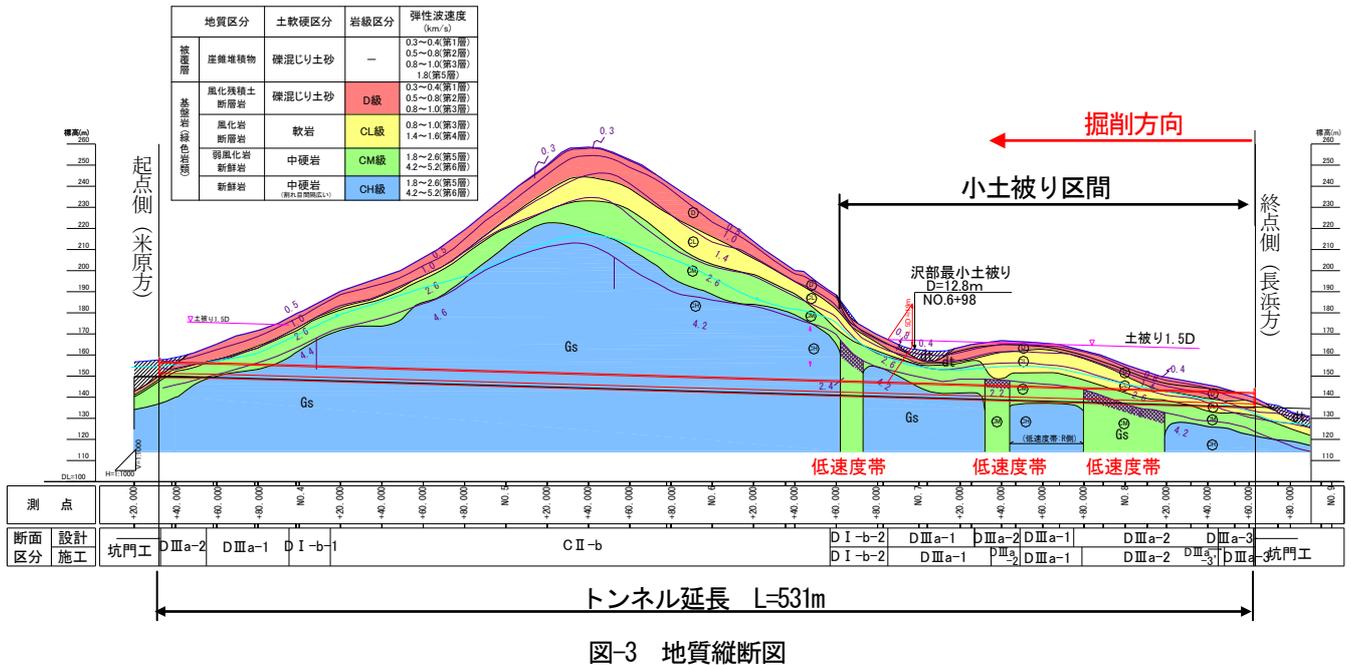


図-3 地質縦断面

2. 地質概要

本トンネル施工区間の地質は、北鈴鹿層群の古生代二疊紀の地層で、主として塩基性火山岩類（緑色岩類）であり、両坑口には崖錐堆積物が分厚く分布している。また、トンネルルートに対して平行あるいは鋭角度に断層が存在する。掘削は、終点側より開始したが、坑口から約200m間は土被りが1.5D以下の小土被り部の風化層が連続しており、坑口から約180m付近においては最小土被り12.8mの沢部を横断する。事前調査にて、その区間に3本の断層が存在すると報告されていた。図-3に地質縦断面図を示す。

3. 地質的調査

前述のとおり本トンネルは、小土被り部が長く、断層や破碎質部内を掘進するため、天端および切羽の崩壊、

帯水層からの多量の湧水、過大な変位の発生などが懸念された。このような区間を掘削するにあたり、事前に地質的調査を実施することにより、地山状況の把握および掘削時における対策の立案に反映することとした。今回実施した調査を表-1に、調査概要を以下に示す。

(1) 先進長尺コアボーリング

調査時の削孔速度等の削孔時データ採取に加え、礫層や破碎質地盤においてもコアを効率的に採取できる全油圧式ロータリーパーカッションドリル「アロードリル」による急速コアボーリングの「ワイヤーライン工法」を採用した。

本調査は、No.8+52~No.6+52間において、トンネル掘削に先行してトンネル切羽前方の地質状況、コア採取による地山物性値の把握、および湧水が存在した場合の水抜き対策とし、1回の調査延長を約100mとし、2回実施した。調査位置は、地質構造により右側から地質が変化すると予想されたため、トンネル中心から右側約5m、SLライン付近の位置とした。ボーリング位置を図-4に示す。

表-1 調査項目一覧

	調査方法	取得する代表的データ	狙い
①	先進長尺コアボーリング	削孔速度 湧水量 試料(コア)	・前方約100m間における地質状況把握 ・地山の物性値 ・湧水の有無
②	削孔検層	削孔エネルギー 削孔速度	・前方約20m間における地山状況把握
③	FDEM探査	比抵抗値	・湧水の有無 ・前方約40m間における地山状況把握

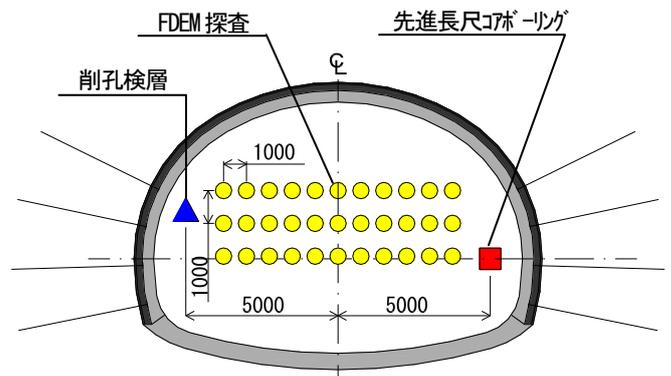


図-4 調査工位置図

(2) 削孔検層

先進長尺コアボーリングに比べ、切羽前方の比較的短い区間における地山状況を確認するために、トンネル掘削に使用する油圧ドリルジャンボを用いて削孔検層を行った。

本調査は、油圧削岩機がトンネル切羽の地山を削孔する際の削孔速度や削孔エネルギーなど削孔時のデータを測定・解析することで前方地山状況を把握する。調査区間は、先進長尺コアボーリングと同区間 (No.8+52～No.6+52) の全長200mにおいて、1回当たり約L=20mで11回実施した。調査位置はトンネル中心から左に約5m、SLラインより約1.5m上方とした。調査位置を図-4、計測システム図を図-5に示す。

(3) FDEM探査

FDEM法 (Frequency Domain Electromagnetic Method) とは、電磁探査法のひとつである。切羽面において送信コイルより電流を流し、磁場を発生させると、電磁誘導現象により地中においても磁場が生じる。誘導電流は地中の比抵抗分布に依存しているため、この地中に生じた磁場の強度を受信コイルにより測定することで地盤の比抵抗を知ることができる。比抵抗の高低により一般的に表-2のように様々な要因が推定できるが、今回は前方地山の状況、特に湧水の有無について着目した。

調査区間は先の調査とほぼ同一区間の200m間で、1回の調査延長をL=20～40mとして実施した。調査位置については、SLラインより上部において3測線、横断方向に1mピッチとした。調査位置を図-4に示す。

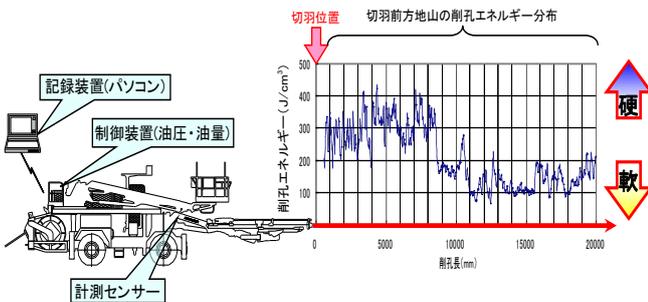


図-5 計測システム図

表-2 比抵抗の変化要因

要因	地盤の比抵抗の高低		地盤の関連現象
	低い	高い	
飽和度	飽和状態	大きい ← → 小さい	風化・破碎帯
	乾燥状態	小さい ← → 大きい	
飽和度	大きい ← → 小さい	地下水位	
体積含水率	大きい ← → 小さい	風化・破碎帯	
粘土鉱物含有量	多い ← → 少ない	風化・変質	
地下水の比抵抗	低い ← → 高い	塩水など	
温度	高い ← → 低い	地熱・温水	

4. 調査結果と考察

各調査における調査結果と考察を以下に述べる。

(1) 先進長尺コアボーリング

コア採取状況およびコアの確認により以下のことが推測できた。

- 全体的に事前調査に比べ岩自体は新鮮である。しかし、節理面に沿って割れ易く、節理面は鏡肌であることから、トンネル切羽面に出現した場合、天端・鏡の崩落や肌落ちが発生しやすい。
- 4区間 (No.8+31～No.8+29, No.7+84～No.7+81, No.7+17～No.7+10, No.6+95～No.6+91) において、粘土混じりの細砂状および角礫状のコアが採取されたことより、粘土化を伴う断層破碎帯が存在する。
- 2区間 (No.7+42～No.7+32, No.6+91～No.8+82) において、5cm以下の岩片状から粗粒砂状のコアが採取されたため、地山は亀裂が発達し脆弱な状態である。
- 調査区間における湧水量は区間累計で15L/minと少量であった。しかし、現場近隣状況 (後背山+水の無い沢) を考慮すると突発的な湧水の危険性が懸念される。

(2) 削孔検層

削孔検層の結果より以下のように推察した。

- 2区間 (No.8+17～No.8+7, No.7+0～No.6+90) において、他の区間と比べ、削孔エネルギーが小さく、削孔速度が速くなっていることから、破碎帯あるいは比較的脆弱な地山が出現する (図-6 No.8+17～No.8+7の例)。
- 3区間 (No.7+83～No.7+74, No.7+39～No.7+29, No.7+14～No.7+4) において、繰り返し大きく振幅する結果を示したことより、亀裂が発達した不均一な地山が出現する。

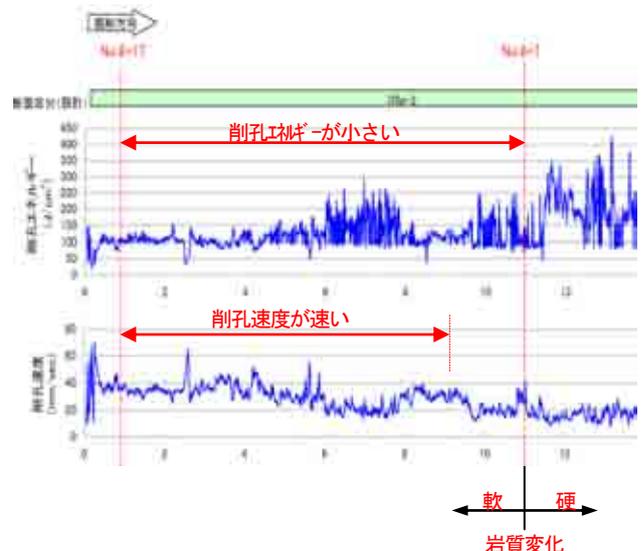


図-6 削孔検層データ (No. 8+17～No. 8+7 付近)

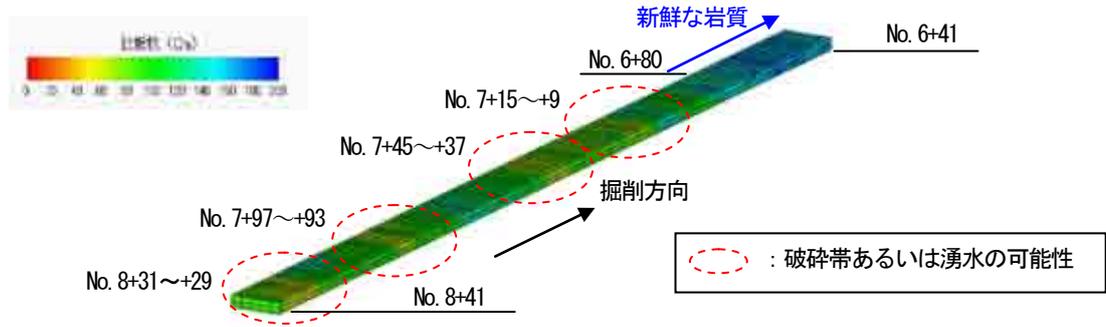


図-7 3次元比抵抗分布

(3) FDEM探査

FDEM探査結果より以下のように推定した.

- 図-7に示すように、4区間（No.8+31～No.8+29、No.7+97～No.7+93、No.7+45～No.7+37、No.7+15～No.7+9）において75Ωm程度の低い抵抗値を示したことより、破碎帯のような脆弱な地山あるいは多量の湧水が存在する可能性がある。
- 先の区間のように部分的に低い比抵抗値を示す部分はあるものの、事前資料の報告に比べ全体的に安定した地山である。特に、No.6+80以深については150Ωm以上の高い比抵抗値を示したため、新鮮な岩質であり安定した地山である。

今回行った調査結果をもとに、小土被り区間の事前の弾性波探査での低速度帯①～③における地山状況を下記のとおり想定した。図-8に今回行った調査結果を示す。

- 低速度帯①～③において、破碎帯あるいは亀裂が発達している範囲は限定的であり、全体的に事前調査結果に比べ安定した地山と想定される。
- 低速度帯①において、破碎質な地質と想定される区間は各調査結果でばらつきが見られた。これは、断面内の調査位置の違いにより生じたものと推定され、部分

的に脆弱な箇所が出現し、切羽が不安定になる恐れがある。

- 低速度帯②は、亀裂が発達した地山と想定され、天端・切羽からの抜け落ちが発生しやすい地山である。
- 低速度帯③より手前の沢部に近い箇所脆弱な地山が確認されたことにより、推定される低速度帯③よりも手前で湧水が発生する恐れがある。

5. 支保の適正と補助工法の有効性の検証

調査結果により前方地山状況を推定し、掘削時の支保選定における資料として調査データを活用した。また、選定した支保の妥当性あるいは補助工法の効果について、掘削時あるいは完了時に計測・調査を実施し、検証・確認するとともに次施工にフィードバックさせることで、掘削における安全性を確保するとともに適正な支保選定について確実性を向上させ、合理的な掘削を行った。今回、検証するにあたり実施した計測および調査について以下に記す。

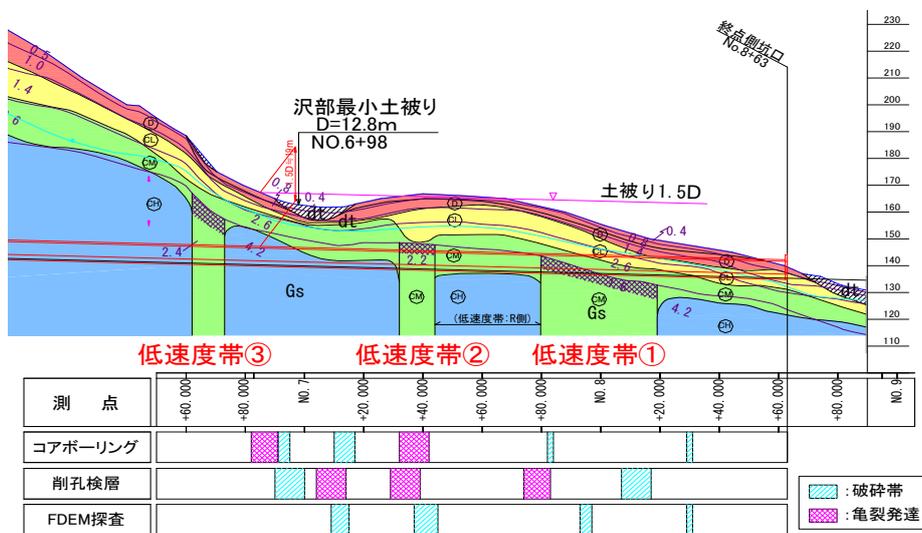


図-8 推定破碎帯分布図(調査結果)

(1) トンネル変位のリアルタイム計測と3次元FEM解析

資料や調査結果より脆弱な地質の存在が想定されることから、掘削による地山の緩みに伴う過大な変位の発生が懸念された。したがって、周辺地山の挙動を早期に把握することを目的にトンネル内空変位のリアルタイム計測を行い、事前解析を行った3次元FEM解析結果と計測結果の両者を比較検討し、検証を行った。事前解析で用いた解析モデルおよび物性値を図-9、表-3に示す。

今回実施したリアルタイム計測とは、終点側DIIIa-3、DIIIa-2、DIIIa-1区間においてトンネル軸方向5mピッチに計測断面を設け、60分間隔で自動計測した。

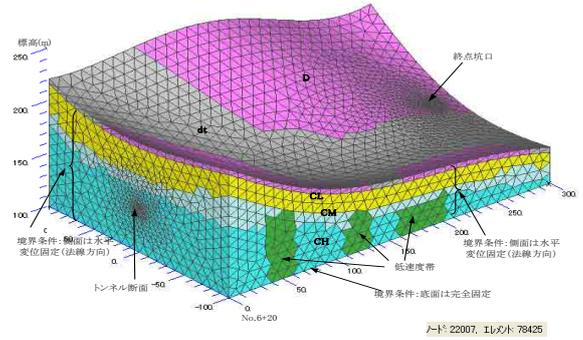


図-9 解析モデル

表-3 解析に用いた物性値

地質名	記号	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変位係数 E (kN/m ³)	ポアソン比
崖錐堆積物	dt	18	5.0×10^3	0.40
	dt	20	2.0×10^4	0.35
基盤岩 緑色岩	CL	25	2.0×10^5	0.35
	CM	25	5.0×10^5	0.30
	CH	25	2.0×10^6	0.30
低速度帯	Gs	25	2.0×10^5	0.35

(2) 注入効果確認コアボーリング

掘削補助工法として行った注入式フォアボーリングの地山改良状況を確認するためボーリングによりコア採取を実施した。コア採取箇所として、No.8+19とNo.7+40の2断面を選定し、1断面あたり天端、左右肩部の3箇所において深度4.0mとしてコアを採取した。ボーリング位置を図-10、ボーリング調査状況を写真-1に示す。

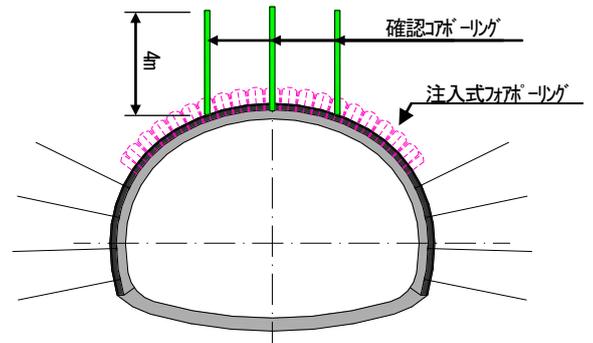


図-10 ボーリング位置図

5. 検証結果

(1) トンネル変位

図-11に天端における最大沈下量、図-12にトンネル側壁の内空変位量の計測結果とともに事前解析の解析結果を示す。

- ・天端沈下および内空変位（左右壁間の間隔）の事前解析による推定値について、全体の数値が小さいため一概に評価することは難しいが、測定値と大きな差異がないことより、一定の評価ができる。
- ・天端沈下および内空変位（左右壁間の間隔）は、どちらも概ね10mm以内と変位量は小さく、当初懸念されていた施工において支障をきたすような大きな変位の発生はなかった。



写真-1 ボーリング調査状況

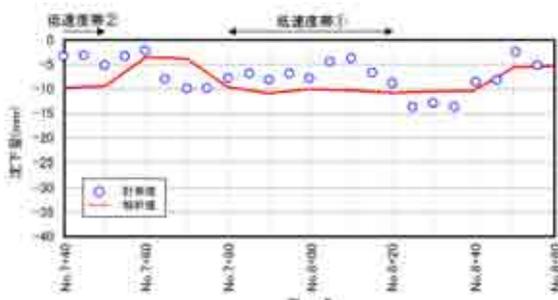


図-11 トンネル天端の沈下量

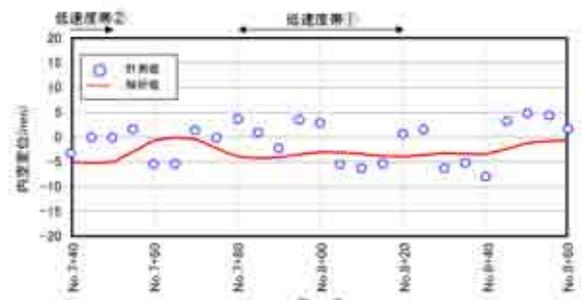


図-12 トンネル側壁の内空変位量

(2) 注入効果確認コアボーリング

注入確認ボーリングの結果を写真-2、写真-3に示す。

・No.8+19では、φ5～80mm程度の岩片が混入する崖錐堆積物の中に、No.7+40では、主としてDL～CL級の緑色岩で、一部角礫状を呈する部分においてそれぞれ硬質の改良材が点在していることが確認できた。このことより、天端部の脆弱部分は掘削補助工である注入式フォアボーリングにより適切に改良されていると推定できる。



写真-2 コア写真 (No. 8+19)



改良材

写真-3 コア写真 (No. 7+40)

6. 施工へのフィードバック

坑口より約100m地点において、長尺ボーリング等の調査により把握した地山状況や計測結果をもとに事前解析結果および支保の妥当性の検証を行うとともに、それ以降の沢部や低速度帯の施工へ向けて再解析を行い、次施工へフィードバックした。

変位計測の結果より当該区間の変位量は小さく、解析結果と大きな差異がないことから、選定した支保は妥当であると判断し、これまでと同様に、調査結果や再解析結果を前方地山の判断材料として支保選定を行った。

今回施工した小土被り区間における支保パターン結果を表-4に示す。実施施工において、切羽の安全・安定を確保しながら当初設計よりも補助工法区間を短くできたことから、今回の調査、解析結果をフィードバックした支保選定は妥当なものであると考える。

表-4 実施施工の支保パターン

支保区分	補助工法	当初設計	実施施工
D I -b-1		0m (0.0%)	28m (13.6%)
D I -b-2	注入式FP	28m (13.6%)	0m (0.0%)
D III a-1		68m (33.0%)	80m (38.8%)
D III a-2	注入式FP	92m (44.7%)	80m (38.8%)
D III a-3		18m (8.7%)	15m (7.3%)
D III a-3'	注入式FP	0m (0.0%)	3m (1.5%)
合計		206m (100.0%)	206m (100.0%)

7. まとめ

今回、事前解析および掘削期間中に行った調査や計測結果を検証し、次施工区間の支保選定や施工にフィードバックすることで、小土被りかつ破碎帯区間を大きな崩落もなく地山の安定を確保し、安全に掘削を行うことができた。

また、各種の調査結果を活用し適切な支保選定を行った結果、補助工法区間を短縮することができた。

謝辞：最後に、本トンネルの施工にあたり、多大なるご指導・ご協力を頂いた関係者の皆様へ、ここに感謝の意を表する。

円山川下流部の矢板護岸工事における 施工上の課題と対策について

西口 喜隆¹

¹近畿地方整備局 豊岡河川国道事務所 豊岡出張所 (〒668-0026兵庫県豊岡市元町13-32)

円山川では現在、近年大きな被害を受けた2004年10月発生の台風23号と同規模の洪水発生時に、家屋等の浸水被害を軽減するために治水対策を実施している。

本稿は、円山川下流部左岸の無堤対策として整備している特殊堤護岸について、施工状況を報告するものである。

キーワード 軟弱地盤、護岸（特殊堤）

1. はじめに

円山川は2004年10月に発生した台風23号による被災の早期復旧を図るため、河川激甚災害対策特別緊急事業として、堤防嵩上・河道掘削・橋梁架替等の治水対策を行ってきた。

また、2013年3月に円山川水系河川整備計画を策定し、治水面では台風23号と同規模洪水が発生しても家屋等の浸水被害の軽減を図れるよう、無堤対策、遊水地、内水対策、堤防質的強化の整備を行っている。(図-1)

本報告では、円山川下流部左岸の無堤対策として整備している特殊堤護岸について、施工上の課題と取組について報告する。

2. 円山川下流域の特徴

(1) 治水の現状

円山川下流域は、河床勾配が1/9,000程度と非常に緩いため潮位の影響を受けやすく、また、河口部では山地が両岸に迫り川幅が狭い地形のため、洪水が流下しにくい状況にある。

特に、下流の左岸においては、県道や鉄道が河道に併走しているため、土堤構造の堤防を整備することが困難な箇所となっている。(図-2)

(2) 環境

円山川下流域は、山陰海岸国立公園に属し、山陰海岸ジオパークとして世界ジオパークネットワークに加盟認定(2010年10月)やラムサール条約湿地登録(2012年7月)される等、流れが緩やかな感潮域のため、良好な自

然環境が多くあり、治水対策を行うにあたっては景観・自然環境の保全や配慮が必要である。

(3) 地質

円山川沿川にはシルト・粘土層が多く分布しており、下流域では40～50mの厚さがあり、築堤施工による沈下や周辺地盤の隆起など、施工・維持管理の面で周辺地盤の変位抑制が課題となっている。(図-3)



図-1 整備箇所位置図



図-2 下流部左岸無堤状況図

3. 工事概要

(1) 整備方針

円山川下流部左岸の無堤対策は、城崎大橋（3.6k）～支川奈佐川合流点（9.0k）の約5.4kmの区間で整備中である。（写真-1）

軟弱地盤上であり、県道・鉄道が隣接していることから、地盤変位をFEM解析により求め、特殊堤として計画している。（図-4）

また、併走する県道の嵩上が必要となってくるため、Ⅰ期施工として2009年8月出水（平成21年台風9号）の外水位、Ⅱ期施工として2004年10月出水（平成6台風23号）の外水位に対応した段階的な整備を行うこととしており、現在、Ⅰ期施工を整備している。

設計上、特徴的な点は、①動的解析による耐震設計により自立式構造の特殊堤を採用、②捨石勾配を1:2.5とすることにより捨石の大きさを縮小、③道路横断の排水処理はフラップゲートを採用し、人為的操作を行わない管理手法の採用、④景観に配慮して、特殊堤に化粧型枠水際に植生復帰を促すコンクリートボックスを採用した点である。

(2) 施工手順

県道が豊岡市街地と観光名所である城崎温泉を結ぶ地方主要道であることから、施工協議にて隣接する県道・鉄道の管理者と施工手順・安全確保について確認し、交通管理者・地域住民と県道の規制方法や作業時間について施工前に調整を行っている。

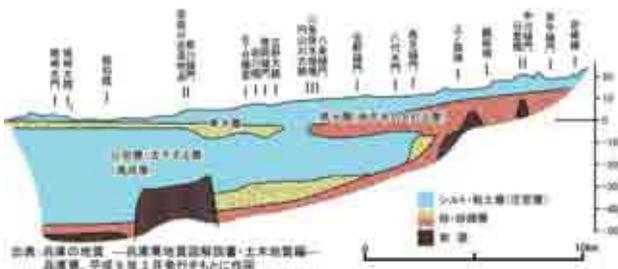


図-3 地質縦断図



写真-1 円山川 4.4k付近（城崎町今津地先）

特に、2013年度は8件の工事が近接・同時施工であり、道路規制や資材置場、使用機械の走行ルートが重複したため、工事間調整する場として下流部治水対策協議会を設立し、安全対策・工程確保に努めた他、情報交換の場とし活用した。

施工手順は図-5に示すとおりであり、主に台船による水上施工で行っている。（写真-2）

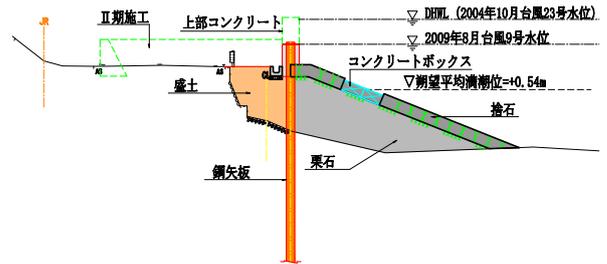


図-4 標準構造図

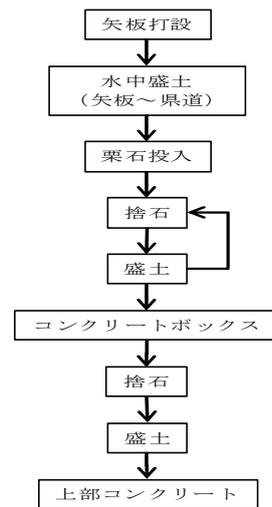


図-5 施工手順



写真-2 矢板打設状況

4. 施工時の課題と取組

隣接する県道が豊岡市街地と城崎温泉を結ぶ大動脈であり、冬期はカニ・温泉などの観光シーズンであるため、県道の交通規制日数を短縮する必要があった。

以下に取り組んだ課題と工夫を記述する。

(1) 矢板打設時

a) 継ぎ矢板の長尺化による施工効率の向上

設計段階では 8m 前後の矢板を継ぎ足して施工する計画となっていたが、溶接の冬期施工や溶接部の品質確認に 1 時間程度を要することから、溶接を必要としない長尺矢板 (10~12m) を採用した。

その結果、作業効率が向上 (溶接が 1 箇所の場合、12.5 日 (100 時間) の工程短縮) し、県道規制日数や工程短縮に寄与することができた。

なお、採用にあたっては、クレーン台船が大型化 (クローラークレーンが 50t から 70~80t に変更) するため、台船の喫水深や曳航経路の確認、及び異常出水時の係留方法など安全面に注意が必要である。

b) 矢板打込み工法の工夫

本設計は自立式のため、厚いシルト・粘土層に着眼して検討しているが、試験ボーリングやH鋼による試験打設の結果、起伏の激しい岩盤が存在することが判明した。

想定岩盤線が浅い場合、鋼矢板の必要根入れ長が確保できなくなる。

また、鉄道に近接する区間では、軌道への影響を低減させるために、設計段階で鋼矢板の岩盤貫入長を 1~2.9mとしている。

そのため、鋼矢板打設を当初予定していた、ウォータージェット併用バイブロハンマ工法で行ったが打設不能であったため、打込み工法を再検討した。

その結果、硬質地盤クリア工法・ロックオーガ工法・ダウンザホール併用超高周波バイブロ工法から工法比較をし、ダウンザホール (以下、DH という) 工法を選定した。(表-1、写真3~4)



写真-3 DHビット部



写真-4 DH施工状況

工法名	鋼矢板打込み工法	ウォータージェット併用バイブロハンマ工法	ロックオーガ工法
概要	鋼矢板を打込み、必要に応じてウォータージェット併用バイブロハンマを併用して打設する工法。	ウォータージェット併用バイブロハンマを併用して鋼矢板を打込み、必要に応じてロックオーガを併用して打設する工法。	ロックオーガを併用して鋼矢板を打込み、必要に応じてウォータージェット併用バイブロハンマを併用して打設する工法。
適用性	硬質地盤、シルト・粘土層、起伏の激しい岩盤に適用可能。	硬質地盤、シルト・粘土層、起伏の激しい岩盤に適用可能。	硬質地盤、シルト・粘土層、起伏の激しい岩盤に適用可能。
特徴	① 鋼矢板の長尺化による施工効率の向上 ② 溶接を必要としない長尺矢板の採用 ③ 鋼矢板の必要根入れ長の確保	① ウォータージェット併用バイブロハンマの併用による打設効率の向上 ② 鋼矢板の必要根入れ長の確保 ③ 鋼矢板の長尺化による施工効率の向上	① ロックオーガの併用による打設効率の向上 ② 鋼矢板の必要根入れ長の確保 ③ 鋼矢板の長尺化による施工効率の向上
留意点	① 鋼矢板の長尺化による施工効率の向上 ② 溶接を必要としない長尺矢板の採用 ③ 鋼矢板の必要根入れ長の確保	① ウォータージェット併用バイブロハンマの併用による打設効率の向上 ② 鋼矢板の必要根入れ長の確保 ③ 鋼矢板の長尺化による施工効率の向上	① ロックオーガの併用による打設効率の向上 ② 鋼矢板の必要根入れ長の確保 ③ 鋼矢板の長尺化による施工効率の向上
結論	鋼矢板打込み工法が最も適当な工法と判断された。	ウォータージェット併用バイブロハンマ併用工法が最も適当な工法と判断された。	ロックオーガ併用工法が最も適当な工法と判断された。

表-1 工法比較検討表

施工手順として、DHで岩盤削孔し、超高周波パイプロにて矢板打設を行うところだが、岩盤到着後も高い起震力を与え続けた場合、矢板先端部やセクション部（継手部）が変形し、矢板の打込・引抜ができなくなり、継続した矢板打設が困難になる可能性がある。

そのため、DH削孔後に、補強矢板による打込・引抜を行ってから、本矢板の打込みという手順を採用した。

(写真-5)

打設速度は20枚/日（岩盤なし：パイプロ打設）と比較して、3～5枚/日と大きく低下し、工程確保に苦慮したが、DHで自由面を形成してから、矢板を打設する手順であるため、必要な根入れ長が確実に確保できた。

この施工により、矢板打設が確実に進められ、早期の矢板打設が行えた結果、県道の交通規制に関し、関係機関や地元との調整がスムーズに行えた。

なお、DHの削孔径はφ450、削孔間隔は600mm（矢板幅）で行っている。（図-6）

安全面では、DH削孔時のエア吹上げや振動による県道護岸の防護対策として、仮設防護板の設置を講じたほか、県道・鉄道への影響監視として、定点での高さ確認や路面変状確認を削孔、打設毎に行い、異常の早期発見に努めた。

施工管理面では、DHでの岩盤位置の確認が音・削孔速度など五感に頼るところが多く、試験ボーリング箇所などで削孔状況を確認後、H鋼による試験打設を5～20m間隔で行うことで想定岩盤線を精査し、根入れ不足が発生しないよう努めた。



写真-5 補強矢板先端部の状況

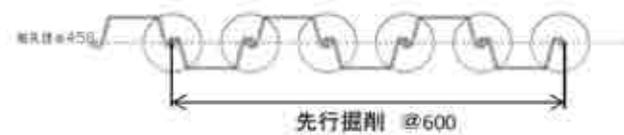


図-6 DH削孔位置図

2)盛土・捨石の施工時

川側・道路側で、どちらか一方を先行盛土すると、矢板変位が発生する恐れがあることから、矢板～県道間の盛土高と捨石高に高低差がでないよう、段階的な盛土・捨石の施工を行っている。（写真-6）

また、土砂・捨石投入時には濁水発生を最小限にするため、投入石材に土砂が付着しないよう敷鉄板上に仮置きしたり、沈殿効果を高める凝集剤を汚濁防止フェンスに取付けるなどの対策に取り組んでいる。

5. 今後の課題

施工面・維持管理面で今後、対応が必要となる課題を下述する。

(1)特殊堤の点検方法

維持管理マニュアルによれば、矢板の経年変化を継続確認すべきところだが、地上部は上部コンクリートで被覆され、水中部は盛土・捨石で矢板が隠れる構造となっているため、マニュアルによらない点検手法の確立が必要である。

(2)矢板の有効利用

岩線が浅くなったことで、未使用や切断残材の鋼矢板が多くあることから、応力集中しない継手位置の検討など、今後の施工で有効利用を図っていく必要がある。

(3)管理区域

現在、道路管理者と道路区域・河川区域の見直し・再整理を行っている状況にあり、今後、占用変更を行っていく必要がある。

謝辞：本報告にあたり協力を頂きました、豊岡河川国道事務所をはじめ、多くの方々に指導を賜ったことを感謝いたします。



写真-6 捨石と盛土の作業状況

沈下予測と動態観測を行いながらの 段階的施工の潜堤構築

田中 大輔

近畿地方整備局 舞鶴港湾事務所 (〒624-0946京都府舞鶴市字下福井910)

舞鶴港前島地区航路・泊地(-9m)附帯施設は、新日本海フェリーの船型大型化に対応するため、前島地区で計画している航路・泊地浚渫工事で発生する浚渫土砂の受け入れ施設として潜堤形式の築堤を行うものである。潜堤の構築は経済性に配慮し、低置換サンドコンパクションパイル工法による現地盤の改良を行った上で、捨石による段階的な载荷により地盤の強度増加を図りながらの施工を行っている。本報告は、潜堤構築に先立つ沈下予測と予測に基づく施工天端高の設定、施工中の動態観測や観測結果に基づく沈下検討などについて報告するものである。

キーワード 土砂処分場、低置換SCP工法、沈下板測量、沈下検討

1. はじめに

舞鶴港（東港）前島埠頭は、北海道小樽港へ結ばれている新日本海フェリーが発着しており、舞鶴港国内貨物の約80%、外貿内貿併せ約45%の貨物が取り扱われ、舞鶴港の主要な岸壁になっている。

前島地区航路・泊地(-9m)附帯施設は、新日本海フェリーの船型大型化に伴い、現在整備をすすめている航路・泊地(-9m)で発生する浚渫土約18万m³を受け入れるため、舞鶴港（西港）和田地区北側エリアに、捨石を海底に投入する潜堤方式で囲いを作り、土砂処分場を築造するものである。



図-1 舞鶴港全景

2. 設計断面の検討

(1)地質条件

潜堤位置は、図-1のとおり舞鶴港（西港）の東側に位置し、水深6m～12mである。舞鶴湾には標高300m程度の五老岳を有する半島が舞鶴港を西港と東港に分けている。

表層の地質は、湾岸沿いの低地や海底面を構成する扇状地性や海水面の変動に伴って形成された洪積層や沖積層が堆積しており、沖積層は軟弱な粘性土が主体であり、層の厚さは、図-2に示すように5～10mで、基盤岩の起伏等により変化している。

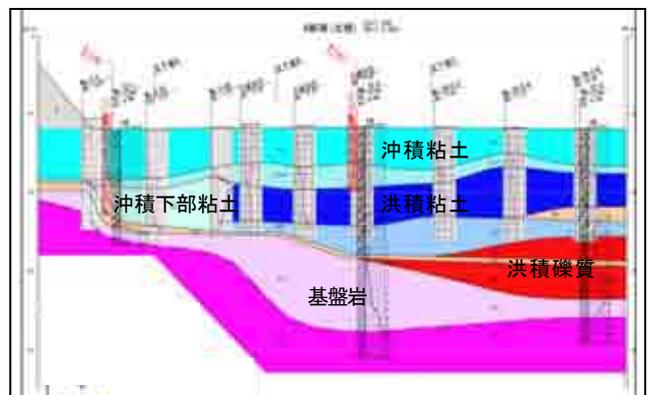


図-2 地層断面図

(2)施工条件

潜堤は、浚渫土受け入れ時に作業船を利用した施工を行うことから、作業船の喫水を考慮した天端高の設定

が必要となる。さらに日本海側では冬期風浪が発生するため、大阪港・神戸港等の在港船舶が多い瀬戸内海側からの作業船の回航が困難であるため、舞鶴港に在港している作業船を主に利用して施工することが必要である。また、舞鶴湾内においては、養殖業が盛んであることから、漁業関係者より施工時における汚濁防止の観点だけではなく、潜堤による土砂処分場が完成した後も環境に配慮した構造物であることを求められている。

(3)設計断面の検討

これらの前提条件から、捨石傾斜堤式案と自立矢板式案の比較検討を行った。(図-3)

舞鶴港に在港している作業船で経済的な施工が可能であること、SCP地盤改良25%の低改良率での施工が可能、且つ環境にも配慮できることから、捨石傾斜堤式案を採用した。

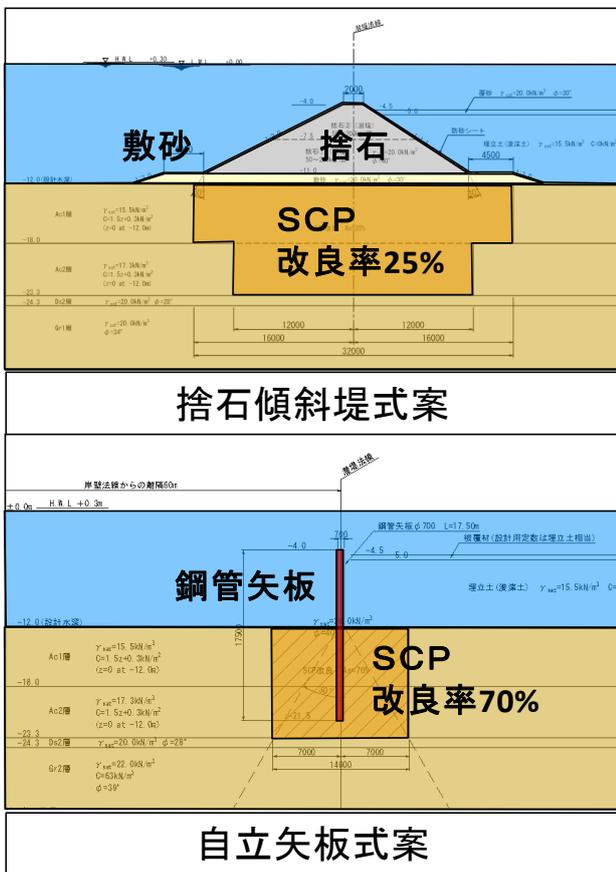


図-3 比較検討断面

潜堤断面の天端高は作業船の航行が可能となる4.0mとし、天端幅は施工性を考慮して2.0mとした。法勾配については安定性の観点から堤内側を1:1.5、堤外側を1:2.0とした。SCP地盤改良に先立ち、海底の地盤面には敷砂層を1m造成し、SCP25%改良を行う。次に捨石を-7.5mまで1次投入し、圧密放置期間を設け、捨石の自重による圧密及び地盤の強度増加を図ることで経済性に配慮を行

った。施工は圧密度70%到達を確認した後、完成断面の天端高4.0mまで捨石を投入する2段階施工とすることとした。

設計区間については土質状況に応じてA~Dの4つの区間を設定した。(図-4)

SCP改良により生じる盛り上がり土については、通常であれば撤去しなければならないが、土砂処分場が必要となるため、有効利用を行うべく盛り上がり土自体にもSCP改良を行う断面とした。

堤内側法面には浚渫土砂受け入れ時にシルト分が流出しないよう防砂シートを敷設することとした。

投入された浚渫土の上には覆砂を敷均すため、捨石傾斜堤形式とともに生物が育成しやすい構造とした。

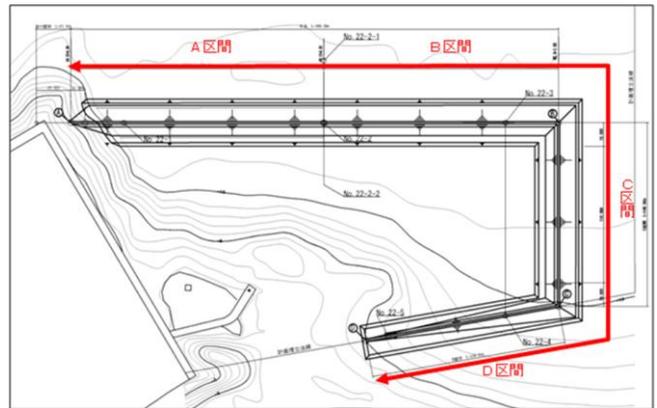


図-4 設計区間割り平面図

3. 施工中の動態観測結果に応じた断面変更

(1)潜堤の施工

平成24年度より、軟弱層が厚く土質状態の悪いA区間から工事着手し、平成25年度末までにC区間の途中までの敷砂、SCP25%改良及び1層目の捨石投入を実施した。

敷砂の施工に当たっては、汚濁拡散をさせないよう汚濁防止シートを取り付けた汚濁防止柵を利用し、ガットバージ船で静かに砂を投入し、均しを実施した。(図-5)



図-5 敷砂投入状況

SCP改良は、SCP船による海上打設を行った。(図-6)

SCP改良の範囲については、圧密及び強度増加が見込める沖積層を改良をするものであるが、SCP打設中に明確には、沖積層と洪積層の成層の違いを判断することができないため、事前に三成分コーン貫入試験を実施し、改良する範囲の必要長を細かく設定した。

SCP造成による盛上り土については、予測では0.8m程度盛り上がるとされていたが、平均1.3m程度と予測を超えた盛り上がりが生じた。このため、想定していた断面と比較すると、1段目の捨石量が少なくなり上載荷重が減少することから、捨石断面形状を変更し、安定計算を確認するとともに圧密放置期間の見直しを行った。断面変更の流れを図-7に示した。

なお、この予測を超えた盛り上がりが発生した原因については、技術提案によるSCPの品質向上等が推定される。



図-6 SCP船による地盤改良状況

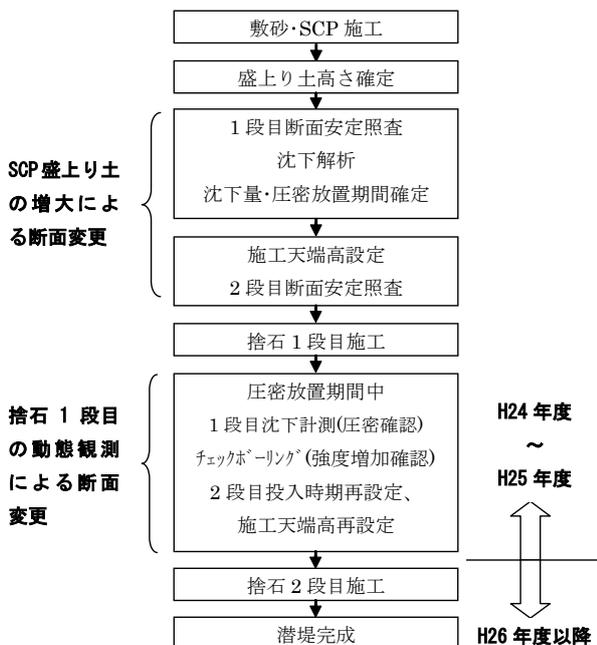


図-7 施工に即した断面変更の流れ

(2)動態観測の方法

a)沈下板の観測

動態観測は、捨石1段目の施工前に沈下板を設置し、次に捨石1段目の施工。1段目の継続的に観測を行った。(図-8)(図-9)



図-8 沈下板設置状況

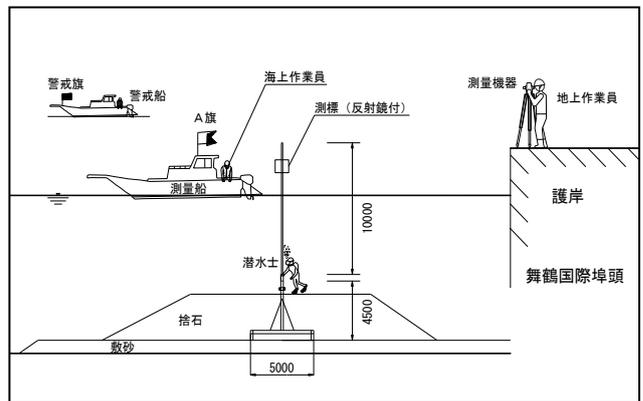


図-9 沈下板観測状況図

沈下板は、工事や船舶の航行の支障とならないように、捨石天端付近の深さに継手を設け、測定時には潜水士により鋼管を立ち上げる構造とした。

沈下板の観測頻度は、捨石の設置直後から沈下量が多い200日目までは1週間に1回、その後は1カ月に1回とした。

沈下板の観測では、ロッドの継ぎ足し部に異物が挟まりロッド長が変化しないように注意するとともに、2名の潜水士と船上作業員及び陸上作業員が協力し、継ぎ足しロッドの鉛直を確保した。

観測の結果については、当初予測より初期の沈下が大きく、観測結果やチェックボーリング結果に基づき図-12のように沈下解析結果を見直した。

b)チェックボーリングの実施

2段目捨石の施工可否について詳細に検討するため、

沈下板観測の結果，2段目施工に必要な強度増加が期待できる圧密度(70%)を超えていることが確認出来た場所に対してチェックボーリングを実施し，強度増加の確認及び沈下予測解析結果を見直す為の土質定数の確認を行った。(図-11)

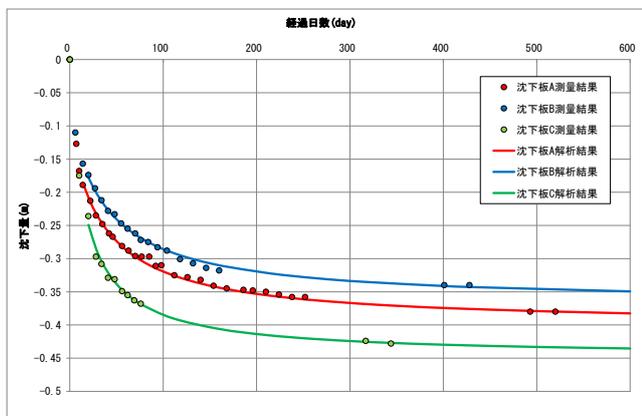


図-10 沈下解析結果(双曲線法)及び沈下板観測結果



図-11 チェックボーリング状況

4. 2段目施工の検討

捨石2段目施工の可否を検討するため，動態観測及びチェックボーリングを実施した結果を用いて再度沈下解析を実施した。この沈下解析では，これまでの圧密沈下解析結果と沈下板の観測による実測沈下量のフィッティング解析を行った。(図-12)

結果としては，初期の沈下傾向にずれが生じるものの最終沈下量の予測値は，実測値に基づく予測値とほぼ一致させることが出来た。

この沈下解析結果と施工時の安定計算により，潜堤の必要天端高さを確保するための余盛り高さの設定と捨石2段目の施工時期の決定を行った。(図-13)

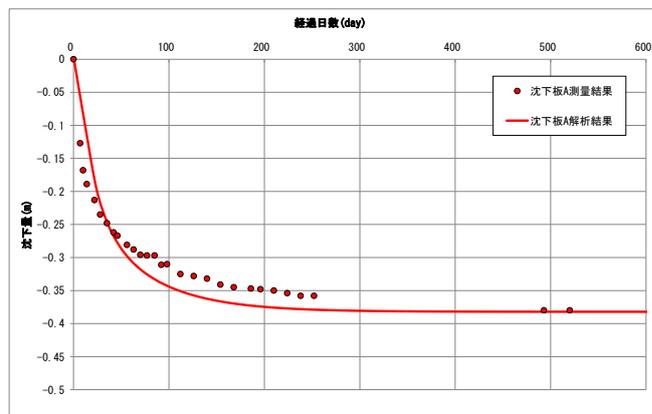


図-12 沈下解析結果(フィッティング)及び沈下板観測結果

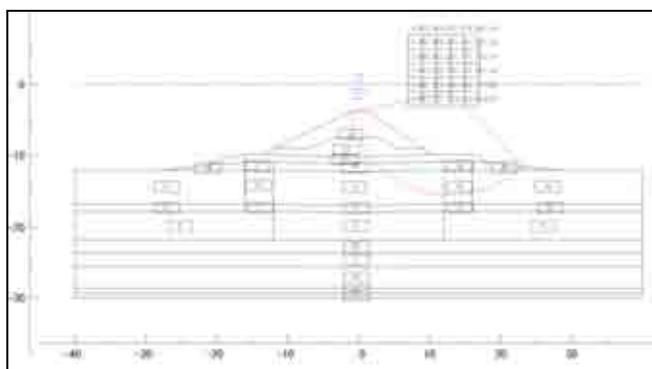


図-13 捨石2段目施工時の安定計算

5. まとめ

現在，平成26年度に潜堤2段目と残る堤体の施工を予定しており，今年度中には潜堤が概成する見込みとなっている。先に示したこれまでの検討結果を用いて，さらに精度の高い現地の施工を行っていくこととしたい。

なお，近年土砂処分場が限られていることもあり港湾事業で発生する土砂処分についてはコストがかかる傾向であり，事業を進めることが難しい部分が出ているが，今回のケースをモデルとして，これらの問題の解決に役立てられれば幸いである。

最後に，論文作成に当たり多くの関係者の方々にご指導，ご協力いただきました。ここに深く謝意を表します。

サウンディングによる鉄道路下と盛土調査

風嵐健志¹・近藤巧²

¹日本物理探鑛(株)関西支店 (〒543-0033大阪府大阪市天王寺区堂ヶ芝1-3-24)

²(有) K&O Corporaion (〒563-0214 大阪府豊能郡豊能町希望ヶ丘6丁目6-3)

鉄道盛土，河川堤防など土構造物は，縦断方向にも横断方向にも不均質である．この不均質性が浸透性や地震に対する強度に影響を与えている．土構造物の安全度の調査には，目視観測さらに局所的な確認ボーリング調査，これに先行した，地中レーダ探査，比抵抗探査，表面波探査などが採用されている．本稿では，鉄道盛土の維持管理の観点から，目視等による変状箇所の詳細な土質構成・強度を把握する目的で新しいサウンディング試験装置NSWS試験機を使用，実施した調査結果を紹介する．

キーワード 鉄道盛土，安全度，新しい調査技術，NSWS試験機

1. はじめに

古い土構造物の河川堤防はもとより，比較的新しい鉄道盛土を含めて，均質に見えても内部の土質構成は不均質で，強度も同様に一様ではない．通常こうした土構造物に対してもボーリング調査が実施されるが，今回，これに代わる簡易な地質調査手法として，新しいサウンディング調査手法のNSWS試験機を用いた調査を実施した．

傾斜貫入測定や傾斜地での簡便な移動など，NSWS試験機の特徴を生かした調査によって，有効な結果が得られたので，その方法と結果を報告する．

2. NSWS試験機¹⁾ (NETIS登録 KK-070026)

NSWS試験機 (Nippon Screw-Weight System) は荷重による貫入と回転貫入を併用したスウェーデン式サウンディング試験に準拠した試験装置である．図-1に示すように，小型発電機，コンプレッサー，空気圧制御装置，作動制御・記録器で構成され，従来の最荷方式と異なる空気圧を油圧に変換する空／油圧の制御機構を採用した装置である．本体は，ロッド回転用モータと载荷のためのサージタンクとシリンダーで構成され，1.08cmピッチで载荷・荷重，回転数そして貫入速度を自動記録する．

主な仕様と特徴は以下のとおりである．

主な仕様

- 载荷：空圧载荷（高い貫入能力0～2500N可変）
- 計測：回転数，载荷荷重，貫入速度の自動計測
- 計測間隔：1.08cm
- 形状：50cm×50cm×170cm（幅×奥行×高さ）

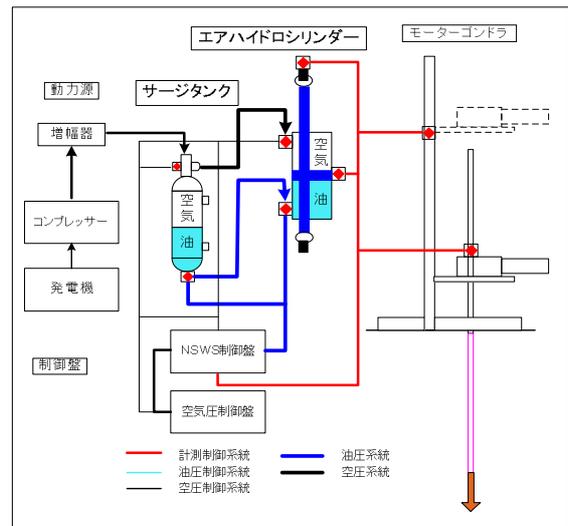


図-1 NSWS試験機の構成と载荷システム

- 本体質量：W=75kg
- 付帯設備：ロッド(φ19mm),ドリルビット(φ22mm), サンプラー

特徴

- 回転数，载荷荷重から換算N値，支持力，一軸圧縮強度の算出(1.08mピッチ)
- 貫入速度の設定(可変)による貫入自動停止機能
- 自沈～軟弱層を含め，土層構成の詳細な把握
- 鉛直，傾斜，水平方向の貫入測定
⇒構造物直下の試験，同一地点での二次元，三次元的プロファイリング，すべり面や軟弱層厚など地盤変状の特定



図-2 NSWS試験機設置状況 左)鉛直, 右)傾斜方向

図-2に本体装置の設置状況写真を示す。

また、ロッドの先端はスクリーポイントに替えて、コンクリート用ドリルビット(φ22mm)を採用している。

スクリーポイントの場合、礫を多く含む地盤では、貫入に限界がある。ドリルビットを使用することによって、貫入能力が高く、ロッドの直進性もよく、礫層など貫入不能な地層に対しても最大荷重2500Nを生かし、穿孔と連続した計測を行うなど、広範な地盤への対応が可能である。そして、土槽実験や、原位置実験によって、換算N値等強度算出の測定結果がスクリーポイントを用いた場合とほぼ同等の結果が得られている。

3. 調査内容

調査は鉄道盛土A, Bの2箇所で行った。いずれも延長約90m, 盛土高は5~6mである。調査地点は目視による盛土の変状と高密度表面波探査の結果を参考に決定した。図-3に調査作業流れ図を示す。

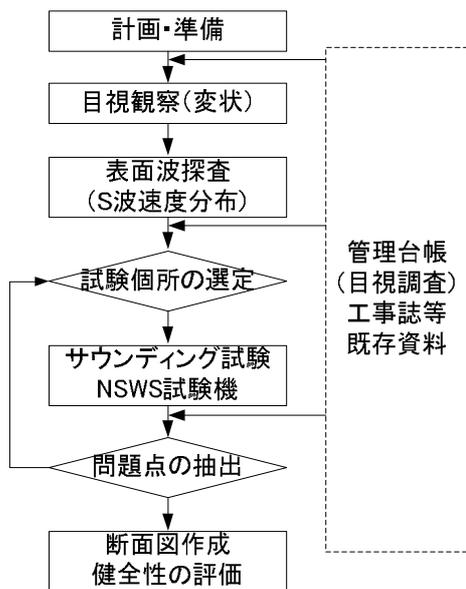


図-3 鉄道盛土調査流れ図

4. 盛土A

4.1 調査地点の選定

盛土Aは法肩、法面共に開口や沈下など、大きな変状は無いが、調査地点は幾分沈下が認められる型枠工の端部に選定した。調査は図-4に示すように盛土横断方向に鉛直方向2箇所、傾斜方向に1か所で行った。

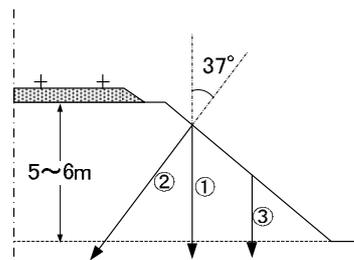


図-4 盛土A 調査地点

4.2 サウンディング試験

1) ロッドの摩擦による影響

前述のとおり、ドリルビット径(φ22mm)とロッド径(φ19mm)に差がないため削孔長や土質によってロッド部の摩擦が計測値に影響を及ぼすことが考えられる。この点を評価するため、①地点で通常の貫入試験と0.5m離れた地点で2m毎に調査孔を拡幅し摩擦の影響を無くした状態で貫入試験を実施した。その結果、図-5に示すように、0~5m間では、2孔の試験結果に差異は無く、摩擦による計測値への影響は極めて小さいことが確認された。

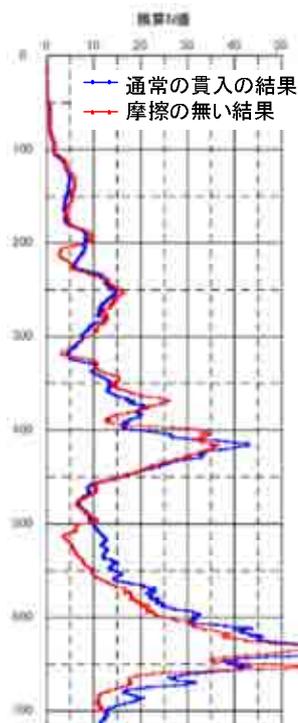


図-5 ロッドの摩擦による影響評価

2) 土質区分

試験孔の土質は、試験時の貫入音とサウンディング試験終了後に図-6に示す逆回転の機構による少量サンプラーを用いた採取試料の観察によって決定した。

図-7に採取試料の一部を示し、表-1に監察結果を示した。



図-6 NSWS試験機 少量サンプラー



GL-3.2m シルト混じり砂 (盛土材) 灰含水少
GL-5.5m 砂質粘土 (地山) 褐灰 含水少

表-1 盛土A No.1孔 採取試料 (観察による)

採取深度(m)	土質	色調	含水状態
0.5	礫混じり砂	茶褐	なし
1.2	粗砂	盛土材 黄褐灰	微少
2.2	粗砂		少ない
3.2	シルト混じり砂	灰	少ない
4.5	砂質粘土	褐灰	少ない
5.5	砂質粘土	茶	少ない

3) サウンディング結果

図-8に盛土A①地点のNSWS試験結果図, 換算N値, 載荷荷重[Wsw], 半回転数[Nsw]を示した。

換算N値は以下の稲田のN値換算式(1)を用いた。

$$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (1) \text{ (砂質土主体の場合)}$$

換算N値の結果に注目すると, 深度1~3.2mでは0→10, 深度3.2~4.2mで10→20と漸次増加する傾向に加え, 0.5~1mの間隔で5箇所段階状の変化(0.1m間で急な上昇)が特徴的である。この変化点は, それぞれが盛土施工段階の転圧上面の位置に相当するもの考えられる, このうち

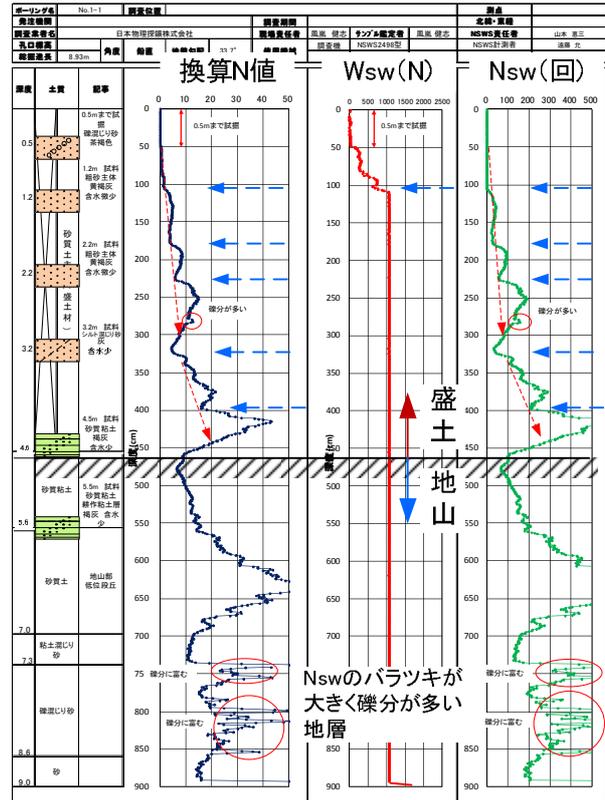


図-8 盛土A ①地点鉛直方向 試験結果図

GL-3.2mの境界は土質, 色調, 換算N値の増加傾向が異なることから, 上部盛土と下部盛土の境界面と考察される。

下部盛土では換算N値の変動幅が大きい特徴があり, 礫分の混入が多い盛土材が使用されていることも推定される。

図-9には横断面を示した。傾斜方向②の結果は鉛直方向①の結果同様, 深度1mから換算N値が漸次増加し, 転圧面を示す変曲点も類似した結果であり, 図-9に示す土層構成が推定された。一方, ③地点では深度2mまで, 換算N値 ≤ 4 で, 非常に軟らかい相対密度となっていることも判明した。

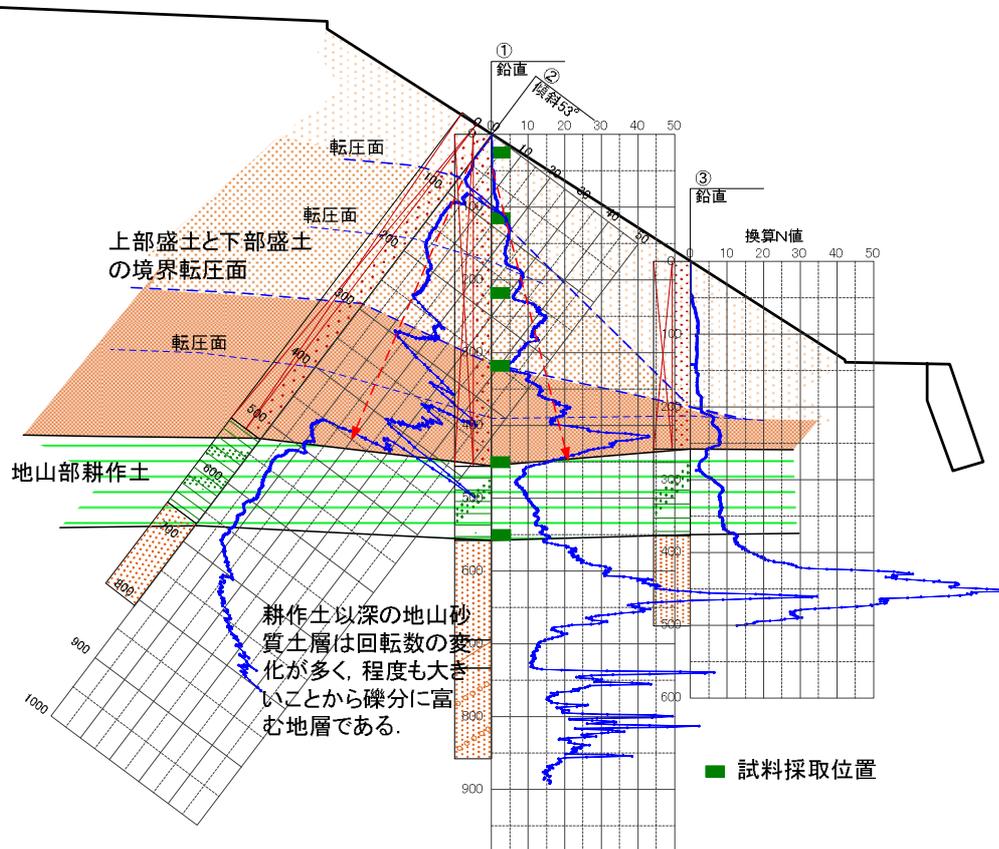


図-9 盛土A サウンディング試験結果横断面図

5. 盛土B

5.1 調査地点の選定

盛土Bは、図-10に示すように、法肩部に開口、型枠工上部に沈下(痩せ)の変状が認められている。したがって、調査地点は図-11に示すように、この変状部の法肩近傍縦断に鉛直方向3箇所、傾斜方向1箇所を設定した。



図-10 盛土B 開口変状 痩せ変状

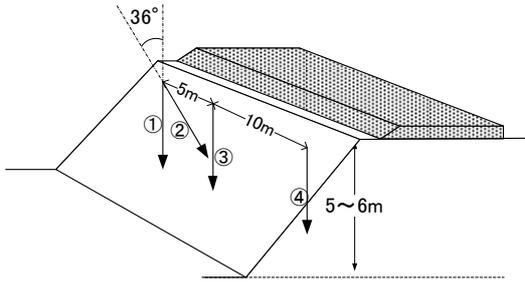


図-11 盛土B 調査地点①, ②, ③, ④

5.2 サウンディング試験

図-12に①鉛直測定、図-13に②傾斜測定を示した。

盛土Aと同じく盛土Bは砂質土主体であるが、盛土Aでは換算N値の深度方向増加の傾向を示したのに対し、盛土Bの①鉛直孔ではGL-4mまで、②傾斜孔ではGL-5mまで換算N値 ≤ 4 の「非常に緩い」相対密度であることが判明し、特に、①鉛直孔のGL-3.0~3.5m間は300~400Nの载荷で自沈する極めて緩い状況であり、試料採取の結果(表-2, 図-14)から、含水が多く、飽和状態に近いことが確認された。

一方、②傾斜孔では図-13に見るように载荷荷重は1.2mから1000Nで一定で、GL-3m以深では換算N値が約8となり、①とは異なる地盤状況であった。したがって①の飽和状態の軟弱層は盛土中心部方向への広がりはないと判断し、縦断方向に追加調査地点を設定した。

表.2 盛土B ①地点鉛直孔 採取試料 (観察による)

採取深度(m)	土質	盛土材	色調	含水状態
1.2	礫シルト混じり砂	盛土材	淡黄灰	少ない
2.2	粘土混じり砂		淡黄灰	少ない
3.2	砂質シルト		黄褐	多い
4.2	礫混じりシルト質砂		黄褐	多い



図-14 ①地点GL-3.2m, ③地点GL-3.4m

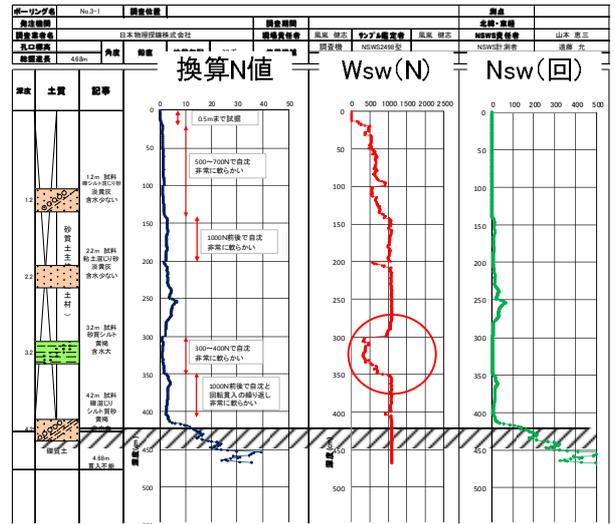


図-12 盛土B ①地点鉛直方向 試験結果図

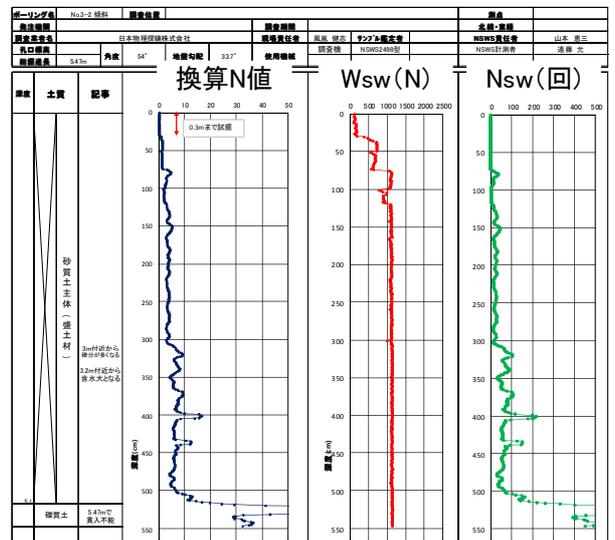


図-13 盛土B ②地点傾斜方向 試験結果図

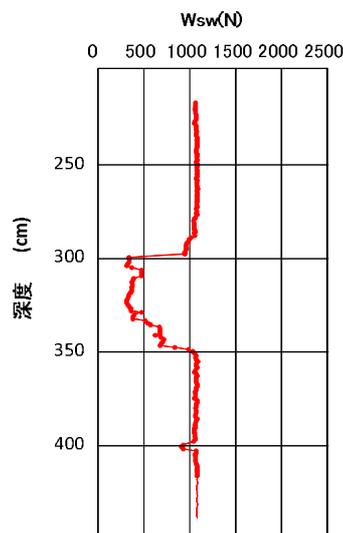


図-14 ①鉛直孔 GL-3m前後のWsw

図-14は①鉛直GL-3m付近の载荷荷重[Wsw]の結果を示したもので、NSWS試験機の自沈検出動作の一例である。GL-3mの手前で、貫入速度が設定値を超えて急激に大きくなり、その時点で貫入、回転が自動停止。続いて荷重をONに戻し、再度測定を開始し、3.3mまで300~400Nで自沈、3.3mから3.5mまで漸次1000Nまで増加し、3.5mから回転を開始した動作である。

図-15, 16に①②地点の横断面図, ①-③-④の縦断面図を示した。

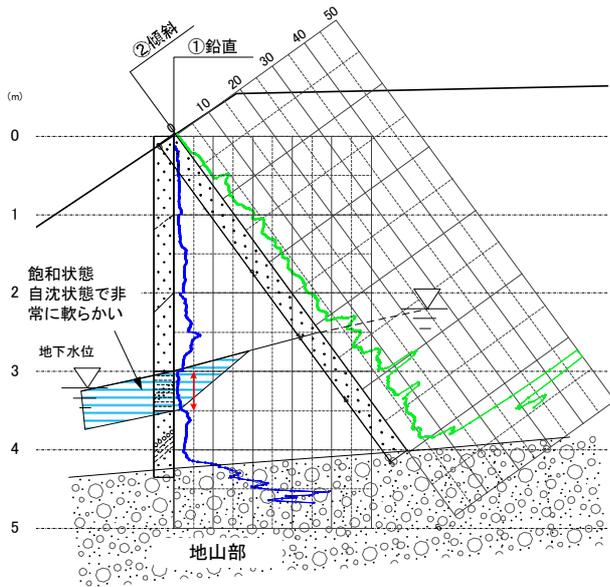


図-15 ①②地点 換算N値 横断面図

縦断面図に見るようにその範囲において換算N値に増加傾向は認められず、深度4m付近まで、換算N値が5以下の緩い砂質土主体の層である。そして、①と③では深度3mと深度4m層厚0.5mの極めて緩い飽和粘性土層が検出された。この緩い範囲は、盛土中央部への広がりはないが、法肩部の開口変状、法面の沈下の範囲と呼応しており、変状の要因の一つと考えられる。

6. まとめ

2つの鉄道盛土でNSWS試験機を用いてサウンディング試験を実施した。

盛土Aでは、上部盛土と下部盛土の境界面を含む転圧面などより細かな土層構成の結果が得られ、深度とともに強度が増加する盛土の特徴のあることが明確となった。

盛土Bでは、盛土が地山部までの5~6m間「非常に緩い」相対密度状態にあること、またその中に厚さ0.5mで飽和状態にある非常に軟らかい粘性土層の分布を確認するなど、盛土の安全度を評価する上での極めて重要な地盤情報を得て、早急な対策工が必要であることを報告できた。

今後、降雨時直後のデータと比較をすることや、NSWS試験機による原位置せん断試験、あるいは原位置透水試験を行うことによって盛土の安全性を検証し、ゲリラ豪雨など土砂災害の防止・軽減に寄与できるものと考えている。

参考文献

- 1) 『地盤内の空洞自沈領域を詳細に検出する原位置地盤調査機の開発』 日本工業出版株式会社 建設機械 '08 4月
- 2) 『地盤内空洞自沈領域の詳細調査方法及びその調査機』 地盤工学会誌 Vol.56 No.9 Ser.No.608 土と基礎
- 3) 『新しいスウェーデン式サウンディング試験(NSWS)による地盤評価に関する基礎的研究』 地盤工学会 「地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム2010」 論文集 H22年11月
- 4) 『サウンディング試験機を用いた盛土斜面の原位置孔内回転せん断試験方法』 第47回地盤工学研究発表会 論文集2012年7月

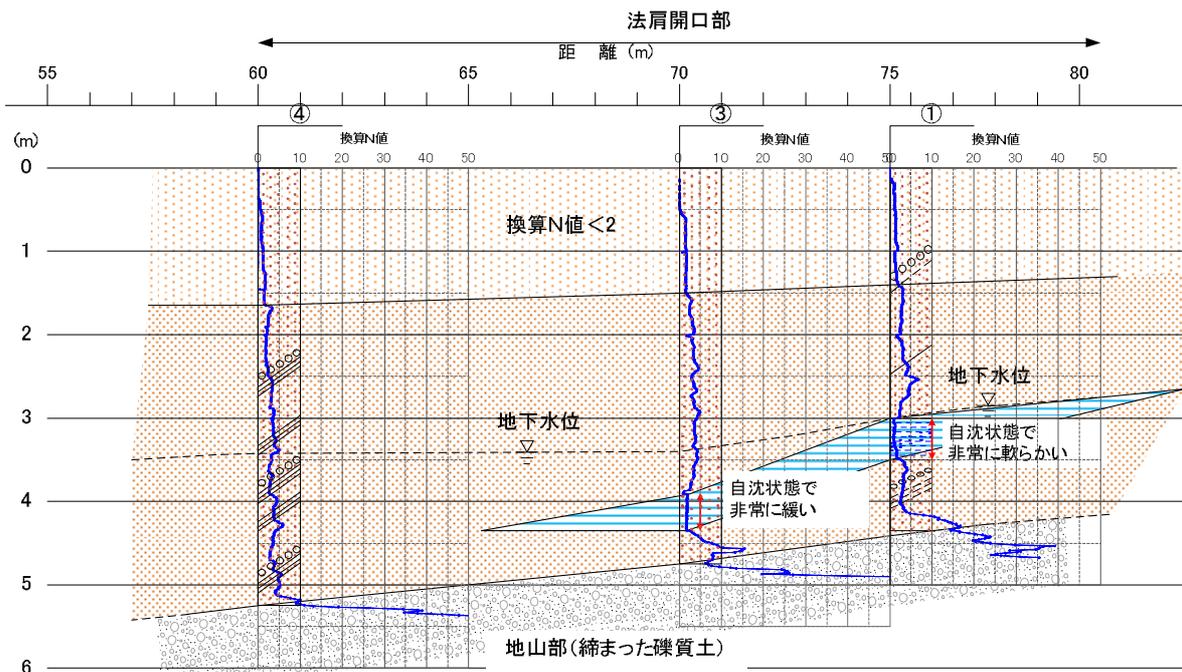


図-16 ①③④地点 換算N値縦断面図

被圧地下水影響地盤における 水門基礎杭の中掘施工について

林 基樹

近畿地方整備局 和歌山港湾事務所 海岸課 (〒640-8404 和歌山市湊薬種畑の坪1334)

和歌山県の海南市沿岸部は、東南海・南海地震等が発生した場合、津波浸水想定区域の中に行政・防災中枢機能や高付加価値製品製造企業が集中しており、甚大な被害が危惧されていることから、現在、国直轄で津波対策事業を実施している。この津波対策事業の一環として整備を進めている大型津波水門は、海南地区の津波対策における防護ラインの一翼を担う重要な施設である。その基礎杭は日本最大級の長尺鋼管杭の中掘施工を行うものであったが、施工中に想定を上回る大量の被圧地下水が発生したことからその対策を行った。本稿では被圧地下水影響地盤における基礎杭の中掘施工において、被圧地下水が与える影響とその対策について報告するものである。

キーワード 津波対策水門、長尺鋼管杭、中掘工法、被圧地下水

1. はじめに

紀伊半島に位置する和歌山県においては、今後 30 年以内に 70% 程度の確率で発生するとされている南海トラフの地震により、甚大な被害が発生することが危惧されている。和歌山県北部に位置する海南市は、紀伊水道に面したリアス式海岸の湾奥にあり、その地形的特性から、これまで昭和南海地震やチリ地震等による津波浸水被害を受けている。東海・東南海・南海地震が同時発生した場合、当市には最大津波水位 TP+5.9m の津波が来襲すると予測され、その被害額は県下で最大規模である約 5,000 億円と試算されている。このため、近畿地方整備局和歌山港湾事務所では、当地区の人命、財産を守るため、平成 21 年度より津波対策事業を進めている。

当該津波対策事業の一環として整備を進めている津波対策水門は、径間長 30m、扉体高 9.5m の日本最大級クラスの水門であり、平成 24 年度より工事に着手しているところである。(図-1, 2, 3)

本稿では、この津波対策水門のうち基礎杭の施工につ

いて、施工中に発生した想定外を上回る被圧地下水が、基礎杭施工に与える影響とその対策について紹介するものである。



図-2. 和歌山下津港海岸(海南地区)全体図

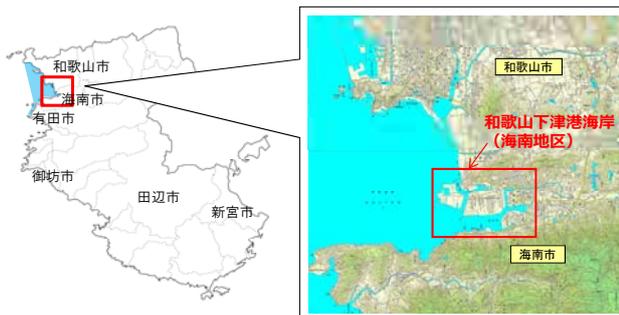


図-1. 和歌山下津港海岸(海南地区)位置図

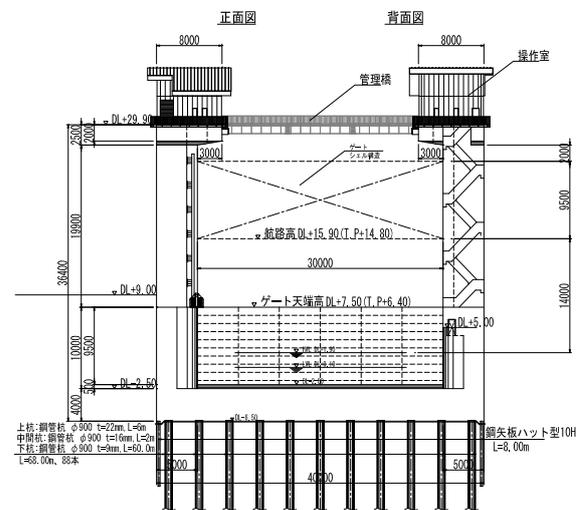


図-3. 水門一般図

2.工事概要と施工条件について

(1) 工事概要

本工事は、和歌山下津港海岸(海南地区)水門本体の基礎杭を施工するものである。杭基礎工法は周辺環境への騒音・振動の影響を踏まえ、施工性及び経済性について比較検討した結果、中掘工法(噴出攪拌方式)を採用した。杭長は、支持層が非常に深いことからL=68.0mにおよび、中掘工法における最大規模かつ国内でも実績の少ない超長尺杭の施工となった。

【工事内容】

鋼管杭φ900(SKK490) 杭長L=68.0m, 本数N=88本

《内訳》
 (上杭) t=22mm, L=6.0m, t=16mm, L=2.0m,
 t=9mm, L=2.0m
 (中杭) t=9mm, L=10.0m×5本
 (下杭) t=9mm, L=8.0m

鋼管杭は、現場への搬入路の制約から最大長10.0mとして分割搬入し、現場溶接継ぎ手を6箇所設けた継ぎ杭構造とした。基礎杭の施工に当たっては、大型杭打機を用いて施工を行った。なお、大型杭打機の支持地盤として満足する地盤がDL-2.5mであったが、鋼管杭を最終天端高さDL-6.4mまで打設することから、最終打込みにL=5.0mのヤットコを使用した。(図-4)

(2) 施工条件

水門計画地点は、防護ライン上の護岸に挟まれた水域に位置している。施工は現場打ちの鉄筋コンクリート工事となるため、仮締切によるドライ施工で工事を進めていく計画とした。なお、港内にはプレジャーボート等約200隻が係留しているため、これら一般船舶の航行に対して仮航路を確保することとした。

また、施工位置の近隣には関西電力の海南火力発電所

が立地しており、施工位置の上空には発電所からの高圧送電線(275,000V)が架空していることから、施工にあたっては振れ幅を考慮した保安距離の確保が必要とされた。

さらに、周辺にはリハビリテーションセンター付属病院や和歌山県女性・子供・障害者福祉センターが立地しており、工事中の騒音及び振動は特に配慮する必要があった。(図-5,6)

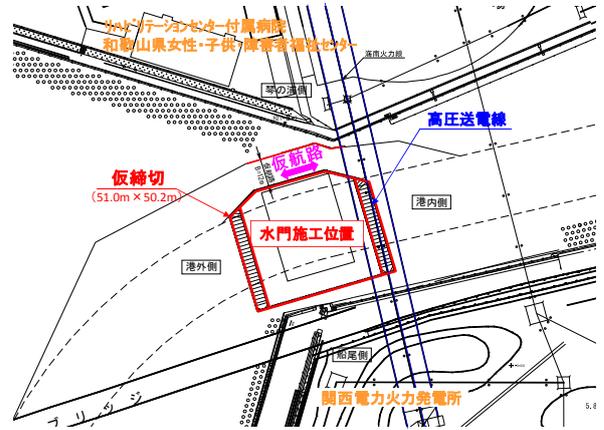


図-5. 施工位置状況図



図-6. 施工位置状況写真

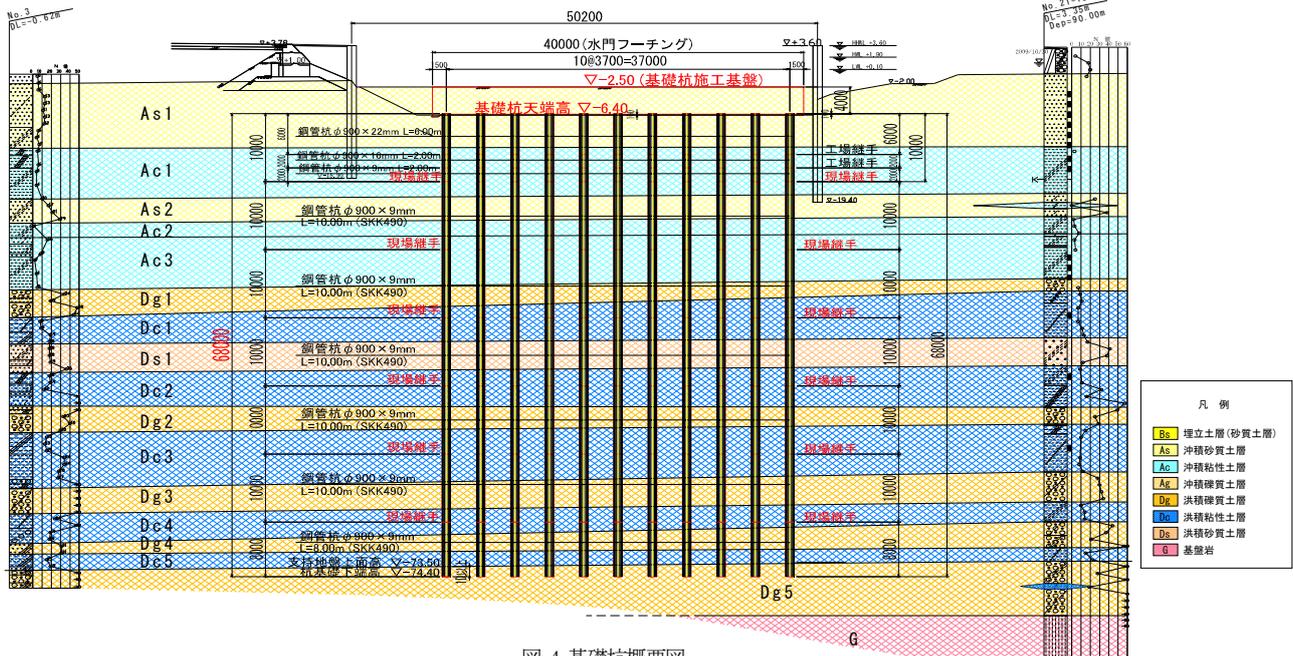


図-4. 基礎杭概要図

(3) 土質条件

水門計画地点の地質は約30mの沖積層が堆積し、上層約10mが砂質土、その下層が粘性土で構成され、沖積層より下に約50mの層厚で砂・粘土互層の洪積層が存在する。なお基盤岩はほぼ水平である。(図-4)

杭長68mの鋼管杭を打設するにあたっては、中間層であるN値50以上の固い砂礫層やN値20程度の洪積粘土層を打ち抜く必要があった。

3. 被圧地下水の発生状況

中掘工法は、先端開放の鋼管杭の内部にスパイラルオーガーを通して地盤を掘削しながら鋼管杭を圧入・沈設させ、継手箇所は現場円周溶接により接合し、掘削・圧入を繰り返すことで所定の深さまで沈設させていく工法である。本工事ではこのサイクルを下杭～上杭まで計7回繰り返すことで、設計深度DL-74.4mまで沈設させ、その後所定の支持力が得られるようセメントミルクを注入し、先端処理を行うものである。

本現場では、中掘掘削・沈設の繰り返し作業の中で、主に中杭④以降の杭を打設している際に、大量の泥水が噴き出す現象が発生した。これは、互層状態となる砂礫層から想定以上に被圧された地下水が杭中空部に流入し、排土作業と共に吹き出てきたものと考えられた。被圧水量は鋼管杭1本あたりで平均80m³程度あり、多いところでは継杭1本あたりで最大100m³噴出した。なお、管内の被圧水位は、施工基盤DL-2.50より4.55m高いDL+2.05mの位置であった。

近隣基礎杭工事では、ここまで大量に被圧地下水が噴き出す事例がないことから、事前調査で詳細な地下水調査を行っていなかった。(図-7,8)

4. 被圧地下水発生に伴う施工上の課題

(1) 施工基盤への影響

被圧地下水の噴出により泥水・泥土が鋼管杭周辺一帯に広がってしまうため、狭隘な施工ヤード内で如何にこの被圧地下水を処理するかが課題であった。一旦、広範囲に広がった泥水・泥土をバックホウで集積するのは困難であり、作業時間にロスが生じてしまううえ、杭打ち機等の重機足場が軟弱状態になることから、その都度、再整備(表層改良)する必要が生じた。(図-9)

(2) 現場継ぎ杭溶接への影響

中杭④～⑤及び上杭の継ぎ溶接時において、鋼管杭下端部が被圧帯水層に位置すると、管内中空部より被圧地下水が上昇して杭頭部より溢れてくる状況となり、継ぎ杭溶接が不可能となった。(図-10)

継ぎ杭溶接作業は、溶接速度を一定に保つ必要があり、泥水・泥土中での足下が悪い状態では、断続的な溶接に



図-7. 被圧地下水噴出状況

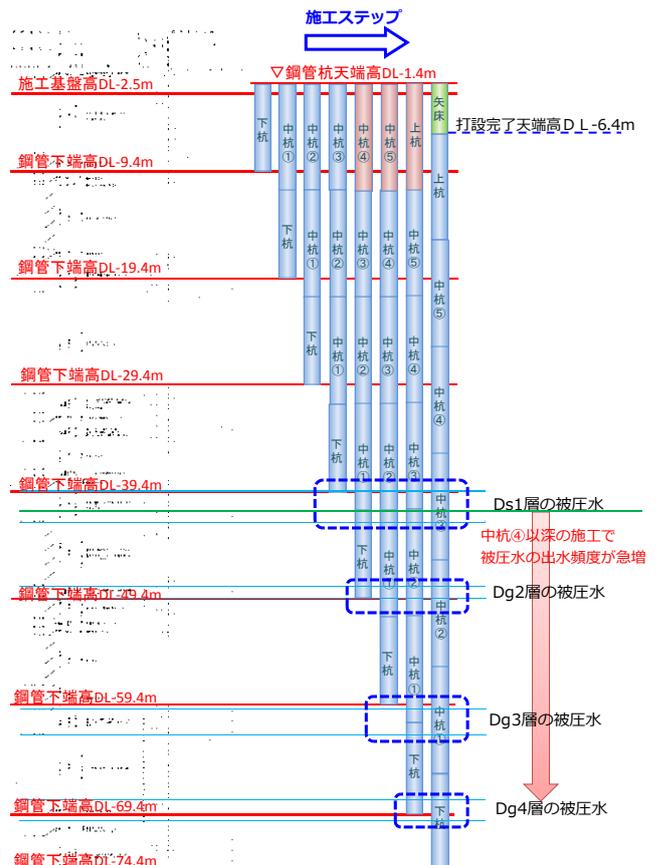


図-8. 被圧地下水発生状況図



図-9. 泥水の拡散状況



図-10. 被圧地下水溢れ出し状況

繋がり品質に悪影響を及ぼすことになる。さらには、溶接作業中の感電事故や転倒等、工事の安全性に対する懸念もあった。



図-11. 施工基盤陥没状況

(3) 杭孔(ヤットコ部)埋戻し箇所への影響

鋼管杭打設完了後の杭孔は、掘削残土で埋戻す計画であったが、被圧地下水により孔内水位が高い状況では、密実に埋め戻すことが困難であり、また埋戻し後も湧水の影響で軟弱状態となってしまうため、陥没を繰り返す状態となった。(図-11)

杭打機の移動範囲には敷鉄板を敷設していたが、敷鉄板直下にできる陥没については確認が困難であった。また、施工が進捗していき陥没影響範囲が広範囲になると、杭打機支持地盤としての耐力を失い、杭打機が転倒する恐れがあることから、早急に杭孔埋戻し箇所の陥没対策を取る必要が生じた。

(4) 杭周面摩擦への影響

中掘工法で施工する鋼管杭88本のうち、36本(約40%)が途中で沈設不能となった(沈設不能高さは平均DL-69.2m付近)。沈設不能箇所においてオーガーヘッドは鋼管杭より1D先行で掘削可能であったが、鋼管杭を圧入しても杭は下がらず、中掘機が浮き上がる状況となった。(図-12)

原因としては、元々の地層特性や排土状況の良否の要素に加え、被圧帯水層である砂礫層へ鋼管杭を貫入する際に、被圧地下水が杭中空部に流入することでボイリング現象が発生し、細砂層が緩められるとともに、上部シルト・粘土層における杭周囲の水圧が低下し、地盤が杭側に流動することで周面摩擦を増大させたことが主な要因と考えられる。(図-13)

このため、沈設不能となった杭を所定深度まで打ち込むための対策を取る必要が生じた。

5. 施工上の課題に対する対応策

被圧地下水対策として、まず抜本的に被圧地下水の発生を抑制する方法としてディープウェルによる排水を検討した。しかし、本現場における被圧帯層がDL-40m~70mと非常に深く、ディープウェルにより確実に被圧水頭を低下させることに懸念があった。また、周辺地盤に大きな影響を及ぼす可能性があるため、検討に多大な時間を

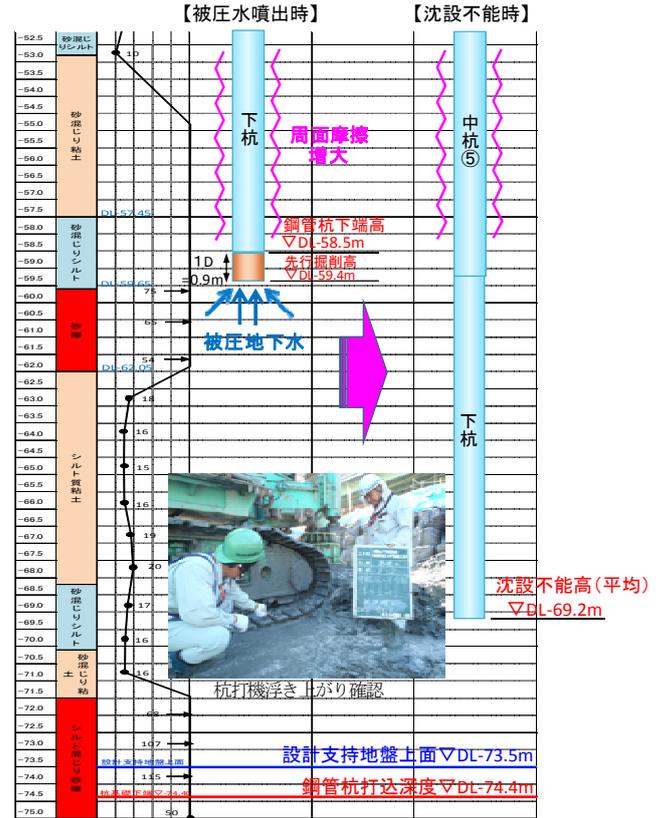


図-12. 沈設深度状況図

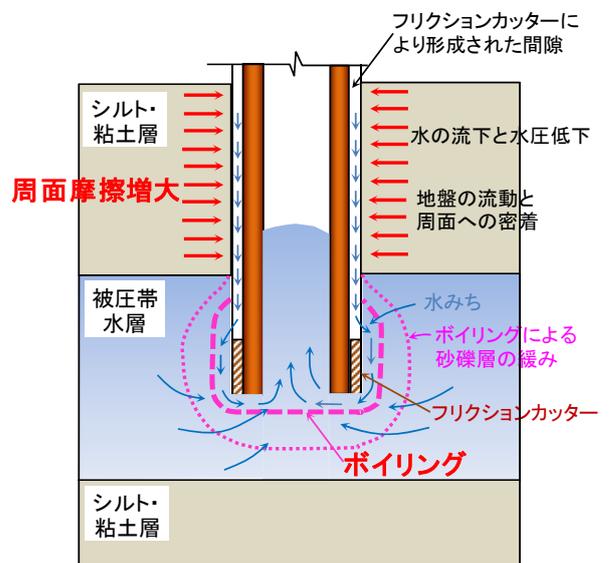


図-13. 杭先端ボイリング状況図



図-14. 泥水ピット設置状況

要することから、ディープウェルによる抜本的対策よりも、被圧地下水を処理することを優先し、次の4つの対策により現場対応を行った。

(1) 土堤および仮設排水処理施設の設置

大量に発生する被圧地下水から健全な施工基盤を維持するため、泥水・泥土の拡散防止と排水処理を目的として、セメント安定処理した杭掘削残土を土堤として構築し、巨大な泥水ピットを設置した。

鋼管杭施工中に発生する大量の泥水は、土堤で囲んだ泥水ピット内に一旦溜め、排水処理については仮締切内に設置する場所がないことから、既設護岸と仮締切間に仮設の排水処理施設を別途設け、サンドポンプで徐々に送水した。送水された泥水は、シルト分が沈降した上澄み水のみを海上排水し、沈降シルトはベッセル車で搬出した。なお、排水箇所には汚濁防止膜を設置し、濁度・PHによる水質監視を実施した。

その結果、鋼管杭88本全てにおいて被圧地下水が発生したが、土堤および仮設排水処理施設の設置により迅速かつ適切に泥水を処理することで、施工基盤上のドライワークを確保し、施工効率の低下を防ぐことができた。(図-14, 15)

(2) 中掘掘削の深度調整

作業はオーガーヘッドを鋼管杭下端より1D先行して掘削を行い、先行掘削した箇所までを圧入し、このサイクルを繰り返すことで鋼管杭を徐々に沈設させていく。今回、継ぎ杭溶接時において被圧地下水上昇を抑える必要があったことから、被圧地下水の発生が予想される砂礫層の手前(砂混じり粘土・シルト層)からオーガー掘削を止めて排土を中断させ、鋼管杭のみを先行圧入させて継ぎ杭溶接位置まで下げていく方法をとった。なお、本工事では長尺杭の施工のため、十分な圧入力を備える大型杭打機(DH658-135M)を使用していたことから、ある程度の先行圧入が可能であった。

この対策を行うことで、鋼管杭下端部に粘土・シルトによる蓋が形成され、被圧地下水が杭中空部に流入して



図-15. 仮設排水施設設置状況

先行掘削→圧入(通常時) 先行圧入→掘削(被圧水対策)

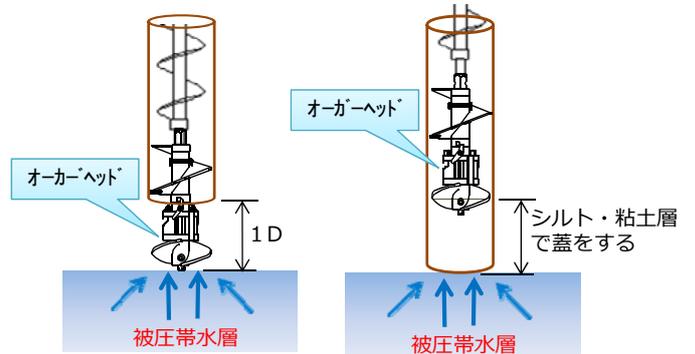


図-16. 中掘掘削深度調整イメージ



図-17. 継ぎ杭溶接作業状況

くるのを抑制することで、被圧地下水が継ぎ杭位置から溢れ出てくることはなくなった。

結果、良好な溶接環境を維持することができ、継ぎ溶接部の品質低下を防ぐことができた。(図-16, 17)

(3) 大型土嚢による杭孔埋め戻し

杭孔埋め戻し箇所の陥没対策として、ヤットコ引抜き前に水中ポンプで孔内水を強制排水し、水位を低下させた後に、別途製作しておいた大型土嚢のうを速やかに先行投入した。大型土嚢により杭孔部の蓋をすることで被圧地下水の上昇を抑え、その間に改良した掘削残土で速やかに埋め戻しを行った。

この対策を行うことで、地下水のない状況での埋戻し

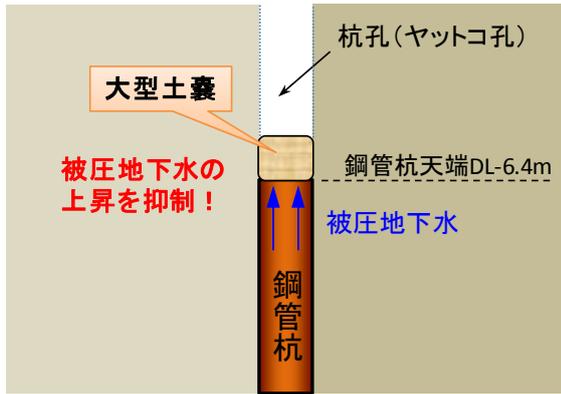


図-18. 大型土嚢先行投入状況図

作業が可能となり、その結果、埋戻し後の吸い出しや陥没の発生を防止することができた。(図-18)

(4) 補助工法（油圧ハンマ）の使用

沈設不能により作業を中断することになった杭については、早急な対応をとらなければ周面摩擦が回復してしまうため、作業を再開しても打込むことも引抜くこともできなくなってしまう恐れがあった。このため、中掘工法の圧入作業を補助する工法として、油圧ハンマによる打設を併用した。

油圧ハンマの使用は特定建設作業になることに加え、当該地域が特に騒音・振動に配慮すべき地域であり、周辺環境に及ぼす影響が懸念されたことから、油圧ハンマ打撃による騒音・振動の軽減策として、①仮締切上への防音壁の設置、②ヤットコ内部への吸音フロートの装着、③油圧ハンマへの防音シートの装着等の対策を実施した上で、必要最小限の打撃を行った。

結果、中掘工法で沈設不能となった36本の杭について、油圧ハンマを併用することで所定深度（鋼管杭天端高DL-6.4m）まで打ち込むことができた。また、騒音振動対策をとることで、周辺地域への環境に影響を及ぼすことなく全数無事に施工を完了することができた。(図-19, 20)



図-19. 油圧ハンマ打設状況

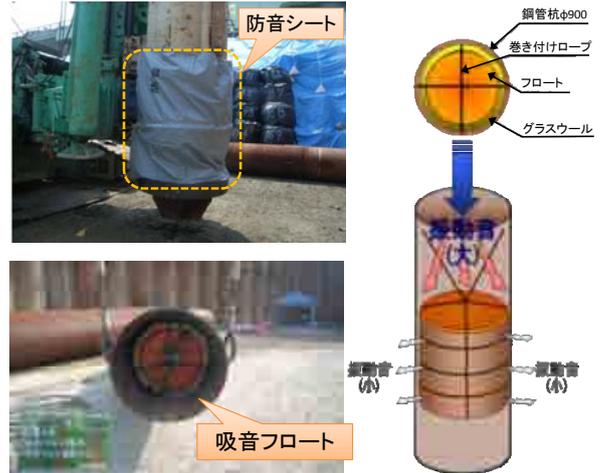
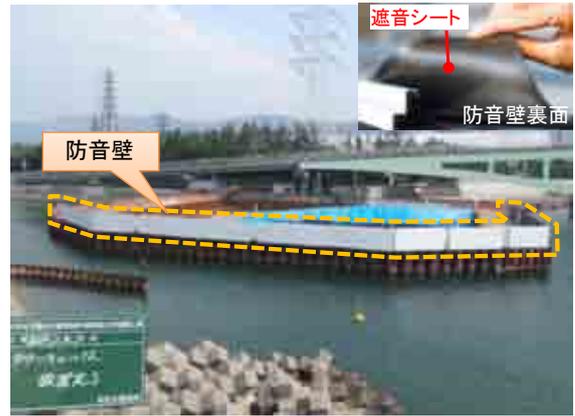


図-20. 騒音・振動対策設置状況

7. おわりに

本報告では、基礎杭施工中に発生した被圧地下水が現場に与える影響とその対策について述べた。狭隘な施工ヤード内における超長尺杭の施工という厳しい現場条件下において、被圧地下水を適切に処理し大きなトラブルに発展することなく、全数無事に施工を完了することができたことは、臨機の対応として非常に効果の高い対策であったと思う。

本事例は、現場着手後に判明した事象であるが、事前調査で予め被圧帯水層の存在が明らかになっていれば、計画段階で最良な方法を検討することができ、事前対策を取ることができたと考えられる。特に今回のような制約された現場条件下では、事象が起きてから取れる対策にも限界があるため、確実な施工を行うには、本施工前に地下地盤の状態を詳細に把握しておくことが非常に重要であったと感じている。

被圧地下水の存在は、今後行っていく本体部の掘削床付け時や底板コンクリート打設時においても大いに影響を及ぼしてくることが予想されるため、対策については事前に十分検討していく予定である。

本報告が、今後の高被圧地下水を有する箇所での基礎杭施工の一事例として参考となれば幸いである。

丹波帯・付加体堆積物が分布する地山での 前方探査事例

長沼 諭¹・原田 建志²

¹(株)鴻池組 土木事業本部技術部 (〒541-0057 大阪市中央区北久宝寺町3-6-1)

²(株)鴻池組 大阪本店土木部 (〒541-0057 大阪市中央区北久宝寺町3-6-1)

丹波綾部道路須知第二トンネルは、丹波帯の「付加体堆積物」が分布する地帯に位置しており、工事着手前に実施された地質調査では断層破碎帯の存在が推測されていた。断層破碎帯の位置や分布、地山性状等を切羽到達前に正確に把握し、早期に不良地山対策を検討・実施するため、切羽前方探査を実施した。

キーワード 山岳トンネル、前方探査、丹波帯、付加体堆積物

1. はじめに

トンネル施工において、事前に切羽前方地山の地質や性状を把握することは、安全かつ経済的にトンネルを掘削するうえで最も重要なことの1つである。しかしながら、工事着手前に行われる調査は、主に地表からの探査やピンポイントのボーリング調査等であり、トンネル全体の地質や地山性状を把握することは困難である。そのため、断層破碎帯などの不良地山が想定される場合には、施工時に切羽前方探査による調査が積極的に行われるようになっている。

丹波綾部道路須知第二トンネルは、丹波帯の「付加体堆積物」が分布する地帯に位置しており、工事着手前の弾性波探査による地質調査からは、4箇所低速度帯(断層破碎帯)の存在が推測されていた。

本稿は、須知第二トンネルで行った切羽前方探査について紹介するものである。



図-1 工事位置

2. 工事概要

丹波綾部道路は、南北に長い京都府を縦貫して宮津市から久御山町に至る、長さ約100kmの京都縦貫自動車道のうち、綾部市～京丹波町間29.2kmの一部区間である。開通により、京都南北間の移動時間短縮、京都北部の観光客の増加など沿道地域の活性化が期待されている。

須知第二トンネルは、丹波綾部道路の南端に位置する丹波ICにほど近い延長380mの山岳トンネルである。

図-1に工事位置を、表-1に工事内容を示す。

表-1 工事内容

工事名称	丹波綾部道路 須知第二トンネル工事	
工事場所	京都府船井郡京丹波町 須知地先～曾根地先	
工期	2012年10月2日～2014年2月28日	
工事内容	延長	工事延長 L=708.6m, トンネル延長 L=380.0m
	断面	内空面積 75.5m ²
	施工法	NATM
	掘削方式	発破掘削方式
	掘削工法	上半先進ベンチカット工法
補助工法	注入式長尺鋼管フォアパイリング	

3. 地形・地質概要

当該工事は、丹波山地の南西部、須知盆地の南側に位置する。標高400m前後の山地が低地と接する付近であり、山腹斜面の傾斜は25°～30°であるが、谷に沿って部分的に緩傾斜を示す箇所も認められる。また、谷部には段丘面が形成されている。

地質学的には、中生代・ジュラ紀(約2.1億～約1.5億年前)に形成された丹波帯の「付加体堆積物」が分布する地帯に属しており、緑色岩、層状チャート、頁岩・砂岩を主とする砕屑岩類が分布する。

4. 前方探査概要

当現場では、工事着手前の現地踏査と弾性波探査による地質調査から4箇所の低速度帯(断層破碎帯)の存在が推測されていた。断層破碎帯では地山の緩みによる切羽の肌落ちや崩落、天端の抜け落ち等が発生しやすく、掘削に先立ち正確な破碎帯の位置を把握し、必要な対策を講じる必要があった。

そこで、地質縦断図に記載されている断層破碎帯を確認するために、以下の順で前方探査を実施した。まず、想定されている破碎帯位置の約20m手前で、①TSP切羽前方探査を行い、破碎帯の位置をある程度特定する。特定した破碎帯位置の10m手前から、②先進調査ボーリング、および③DRISS検層調査を行い、破碎帯の地質や地山性状を把握することとした。

事前調査により想定されていた破碎帯の位置と各探査の実施位置を図-2に示す。

(1) TSP切羽前方探査概要

TSP切羽前方探査は、3成分弾性波反射法に属する探

査法である。トンネル側壁に複数の発振孔を設け、発破により順次振動を発生させ、断層等で反射した反射波を受振することにより、切羽前方100～150mまでの地山状況を3次元的に予測・評価できる。

トンネル側壁で発破すると、その振動が岩盤内を球面状に拡大しながら伝播する弾性波として伝わる。その弾性波が地質不連続面に到達すると、岩盤強度の変化量に応じた反射波を生じてトンネル側に戻ってくる。この反射波を、振動計(受振器)を用いて高精度に測定すると、反射波が戻ってきた方向と所要時間(数ミリ秒～数十ミリ秒程度)が得られる。このデータを多数集めて立体的に分析することで反射面、すなわち岩盤強度の変化面の位置を知ることができる。図-3にTSP切羽前方探査のイメージ図を、写真-1に探査実施状況を示す。

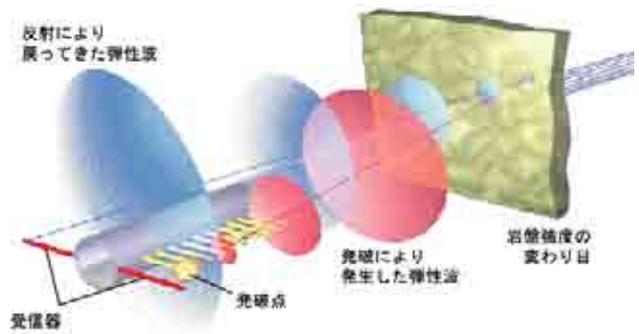


図-3 TSP切羽前方探査イメージ



写真-1 TSP切羽前方探査実施状況

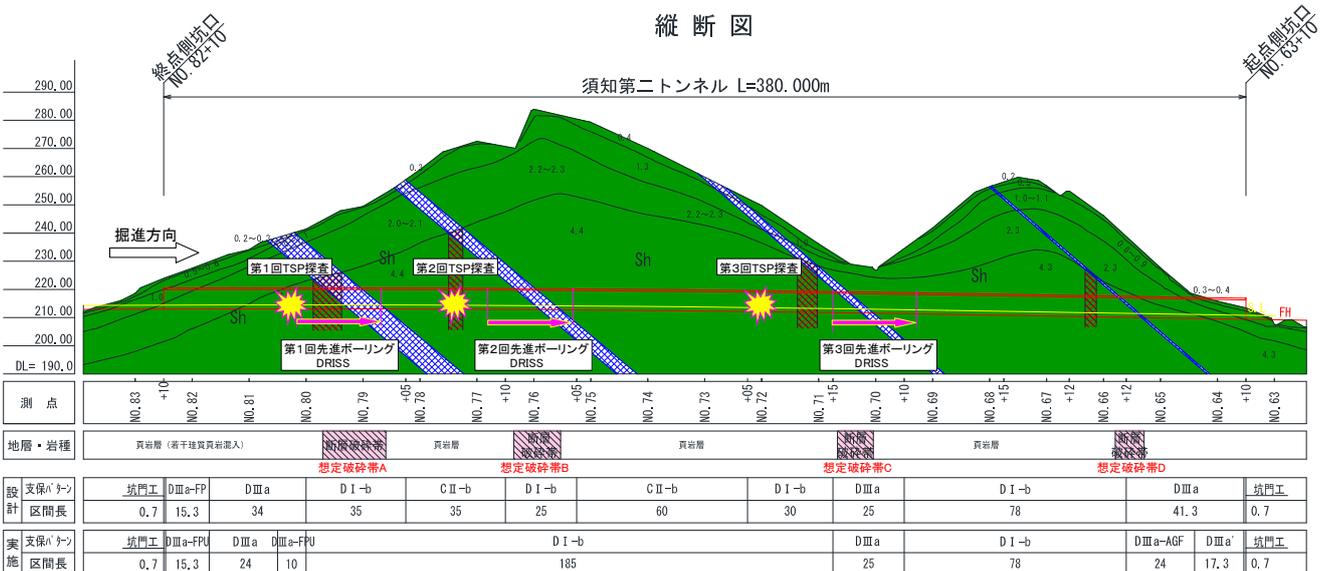


図-2 想定破碎帯および前方探査実施位置

(2) 先進調査ボーリング概要

今回、先進調査ボーリングには、油圧式ロータリーパーカッションドリルによる急速コアサンプリングが可能なワイヤーライン工法(以下PS-WL工法)を採用した。

PS-WL工法は油圧式ロータリーパーカッションドリルにコア採取機能を持たせたシステムである。回転打撃に対応できるコアバーレルを装着し、穿孔時にコアを採取する。コアの回収はロッド内にワイヤーで接続した回収器(オーバーショット)を水圧で送り込み、ロッド内のインナーチューブアセンブリーを回収する。

この工法は、従来コア採取の困難な礫層や破碎質地盤のコアを効率よく採取できる工法として多くの実績をあげている。

ボーリング箇所は切羽中央部1箇所とし、30mの穿孔およびコアサンプリングを行った。写真-2に先進ボーリング実施状況および穿孔位置を示す。

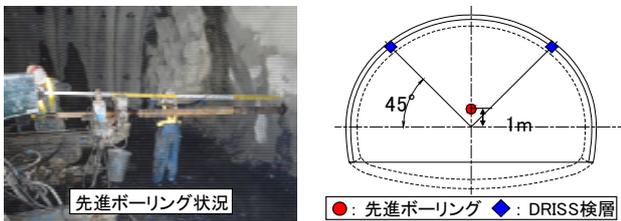


写真-2 先進ボーリング実施状況および穿孔位置

(3) DRISS検層調査概要

DRISS検層調査は、トンネル掘削に使用する油圧式削岩機(ドリルジャンボ)の穿孔時における機械データを計測し、これを基に地山性状を推定するシステムである。

DRISS (Drilling Survey System) は、一般的に実施される“探り削孔”と同様の手法で行われ、穿孔作業時に削岩機の各油圧データを自動測定し、これらのデータを基に地山性状に対する定量的な推定・評価を行う。測定データは、削岩機の機械データ(フィード圧、打撃圧、回転圧、ダンピング圧、フィードシリンダ油量(穿孔距離・速度に換算))と、穿孔時の目視観察データ(湧水量、くり粉の性状等)である。専用のソフトウェアにより、機械データから穿孔エネルギーを算出し、切羽前方の地山評価指標とする。

DRISS検層箇所は両肩部2箇所とし、30mの削孔検層を行った。写真-3にDRISS検層調査の実施状況を示す。



写真-3 DRISS検層調査実施状況

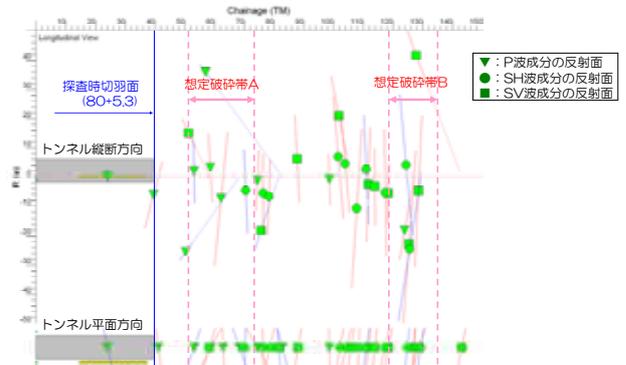
5. 前方探査結果

(1) TSP切羽前方探査結果

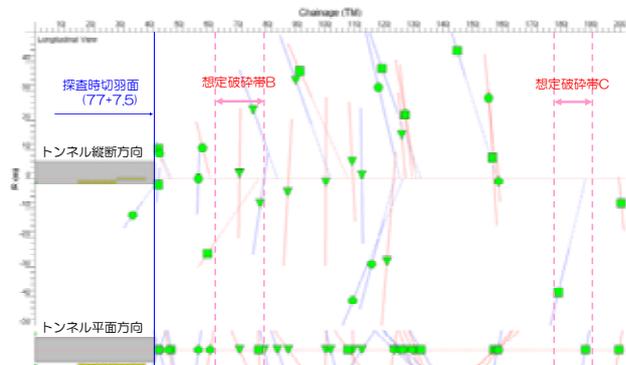
TSP切羽前方探査により得られた弾性波反射面の分布を図-4に示す。これは、計測した反射波をP波、SH波、SV波の3成分に分解し、各成分で反射強度の強い上位10位までの反射面を抽出したものである。

1回目の探査では、探査区間全体に反射面の分布が認められた。地質縦断面図に示される想定破碎帯A、Bにおいても反射面は認められるが、顕著な反射面の集中や弾性波速度の落ち込みは確認されなかった。このため破碎帯を含む脆弱な地山がある程度の広がりをもって分布していると判定した。想定破碎帯AとBに挟まれた区間は、設計ではCII-bで計画されていたが、探査時切羽と同じDIIIaからDI-b相当の地山が分布するものと想定した。

1回目TSP探査 反射面分布



2回目TSP探査 反射面分布



3回目TSP探査 反射面分布

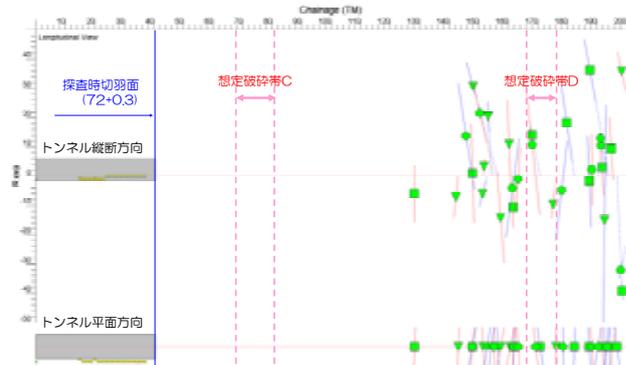


図-4 TSP切羽前方探査結果(弾性波反射面分布)

2回目の探査でも、想定破碎帯Bでの顕著な反射面の集中や弾性波速度の落ち込みは見られず、想定破碎帯Bを含む切羽前方約100mにわたり、反射面が分布している。想定破碎帯BとCに挟まれた区間は、設計ではCⅡ-bであったが、1回目の探査結果と同様に、破碎帯を含む脆弱な地山が分布していると判断し、探査時切羽と同じDⅠ-b相当の地山が分布するものと想定した。

3回目の探査では、切羽から90m前方までの区間に大きな反射面は認められなかった。このため、想定破碎帯Cは存在せず、探査時切羽のDⅠ-b相当の岩相が続くものと考えられた。90mから先の区間については反射面が多く、亀裂などの不連続面が発達し、地山が脆弱化するものと想定されたが、1回目、2回目の探査結果と同様に、想定破碎帯Dのみでの顕著な反射面の集中や弾性波速度の落ち込みは見られず、破碎帯を含む脆弱な地山が広がりをもって分布していると判定した。

実際の掘削記録や先進ボーリングの結果から、想定破碎帯A、Bでは、図-5に示されるような軟質な破碎された黒色頁岩（泥岩基質）に硬質な珪質頁岩、緑色岩、砂岩の岩塊が混在する「混在岩相」を確認しており、TSPで観測された多くの反射面は各岩塊の境界面での反射波をとらえたものと考えられる。想定破碎帯A、B、Cに挟まれた区間でも混在岩相が分布しており、設計でCⅡ-bであった区間は、岩質判定の結果、DⅠ-bパターンに変更されている。想定破碎帯C付近では、比較的硬質な珪化した頁岩と砂岩が分布しており、破碎帯は確認されなかった。想定破碎帯D付近では、地山が著しく破碎され脆弱化し、注入式長尺鋼管フォアパイリングを補助工法として採用して掘削を行っている。以上のことより、TSP探査により得られた前方地山の想定は、実際の地山状況に概ね一致するものであったといえる。

切羽写真 測点:No.73+17.3m (断面番号:No.173)



切羽スケッチ

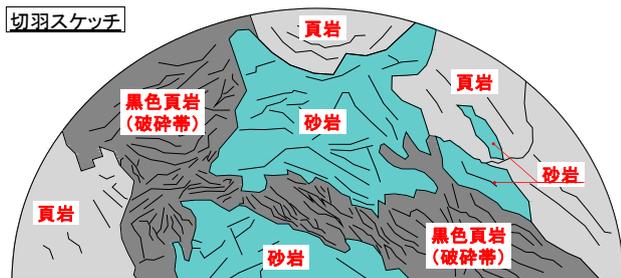


図-5 切羽写真およびスケッチ (混在岩相部)

(2) 先進調査ボーリング結果

先進調査ボーリングの範囲は、TSP切羽前方探査により破碎帯位置を特定して決めるものとしていたが、脆弱部が広い範囲で分布すると想定され、明確に連続した形態での破碎帯が確認されなかったため、地質縦断面図に記載された想定破碎帯位置でのボーリング調査とした。

1回目の調査は想定破碎帯Aを対象にボーリングを行った。地質は主に頁岩が分布し、一部に砂岩を狭在する。頁岩の岩相は、剥離性を有し、一方向に割れ易く、亀裂面は鏡肌である。岩質は硬質だが潜在的な片理が発達し、片理面に沿って割れ易く3~14cm程の柱状~片状コアが目立つ。深度1.5m~8.0m区間には、緑色岩を混在する。深度18.0m~21.0m及び29.4m以深には、粗粒砂岩を狭在する。深度8.0~8.95m, 17.3~18.0m, 21.0~22.5m区間においては、粘土化を伴った破碎帯が確認された。

2回目の調査は想定破碎帯Bを対象にした。この区間でも、引き続き混在岩相が確認された。特に、11.5mから16.1m付近では、頁岩の粘土化した破碎帯が約5m幅で観察され、深度3.5~16.1m区間は、頁岩砂岩互層部も含め破碎帯とみなされる。また、17.1~21.0m区間では、約4m幅で硬質な砂岩が分布している。

3回目の調査区間では想定破碎帯Cを対象とした。この区間はTSP切羽前方探査で反射面の分布が少なかった区間である。地質は砂岩と頁岩の互層状態を呈している。頁岩、砂岩とも珪化して硬い。頁岩は剥離性を有し、一方向に割れ易く、亀裂面には鏡肌がみられたが、3回目の調査区間内に、破碎帯と判断されるような著しい劣化部は確認されなかった。

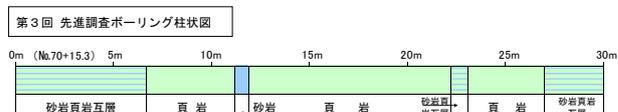
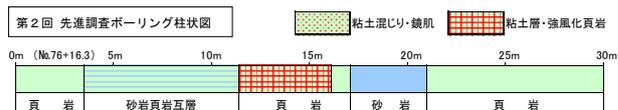
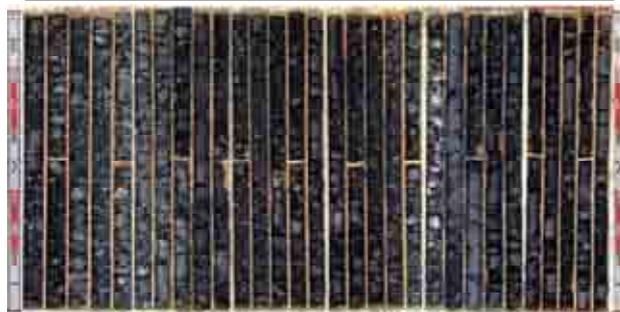
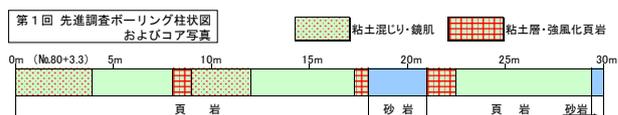


図-6 先進調査ボーリング結果

(3) DRISS検層調査結果

DRISS検層位置も先進調査ボーリングと同じ区間で実施した。図-7に1回目から3回目までのDRISS検層調査結果（穿孔エネルギー）を示す。

1回目のDRISS検層結果からは、左右の連続性を明確に示す穿孔エネルギーの相関は認められない。ボーリングで確認された21.0～22.5m区間の約1.5m幅の破碎された粘土層についても、連続性は確認できない。

2回目のDRISS検層結果も1回目と同様に左右の連続する大きな不連続面は認められない。特に、ボーリングで確認された11.5mから16.1m付近の約5m幅の粘土化した破碎帯と、17.1mから21.0m付近の約4m幅の硬質砂岩においても、左右の結果に明確には表現されていない。これは、地質縦断面に記載されているような明確な連続性をもった断層破碎帯としてではなく、硬質岩塊を含む地山脆弱部が断続的に分布している状態、「混在岩相」からなる地質構造を想定すれば、妥当な結果である。

3回目のDRISS検層結果も、左右の連続する大きな不連続面は認められなかった。この区間では、TSP探査や先進ボーリングの結果からは比較的硬質な岩の分布が想定されていた。しかし、左肩部0.0m～14.0m付近のエネルギーの高い区間で硬質岩の分布が想定される以外は、1回目、2回目と比べて穿孔エネルギーが全体的に小さく、軟質な岩の分布が想定される結果となっている。これは、調査区間が最小土被りが約8mの谷部にあたり、DRISS検層調査ではトンネル肩部の高い位置から若干上向き角度で穿孔を行ったため、表層に近い位置の地山状況を反映したものと考えられる。

6. 前方探査の活用

実施工において、前方探査結果は、岩質判定時の資料として有効に活用することができた。岩質判定時に最も信頼の高い調査結果は先行調査ボーリングといえるが、コストや工程に与える影響が大きいと、広い範囲に適用することは困難であった。そのため、TSP探査の結果において、ボーリングを実施した区間での反射面密度と同程度の反射面分布を示す区間では、同様の地質状況が続くものと判定することで、支保工選定の判定材料とした。実際の掘削に際しては、当初C II-bで計画されていた区間も混在岩相を呈し、脆弱部が広く分布していたため、D I-bにて施工されており、岩質判定時に想定した地山状況は実際の地山に合致していたものといえる。

7. まとめ

TSP探査では、ボーリング調査で得られた粘土化した破碎帯など特に脆弱な部分のみを抽出して特定すること

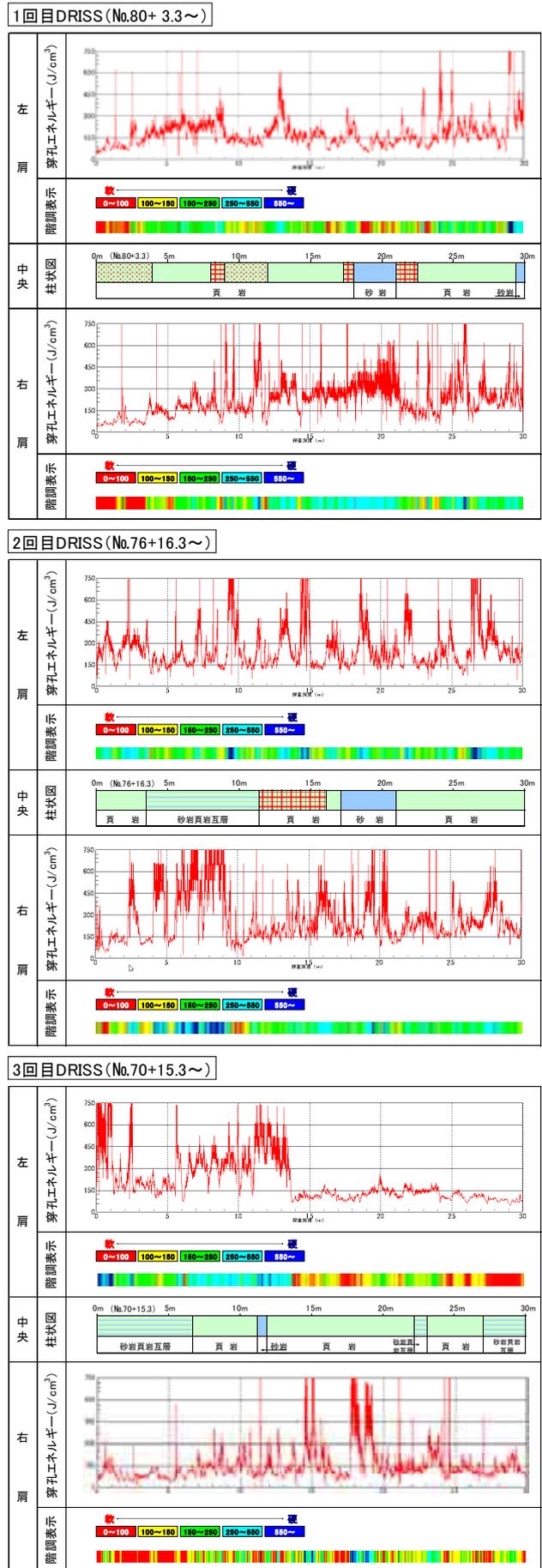


図-7 DRISS検層調査結果

はできなかつたものの、岩塊の境界面の分布をとらえ混在岩相による地山の脆弱区間を読み取ることができ、実際の地山状況と整合のとれた前方地山の推測を行うことができた。また、TSP探査では、探査範囲が一度で150mまでと広い範囲の探査が可能であり、TSPによりある程度の地質状況の推定を行うことで、ボーリング範囲を最適化、限定化できると思われる。

先進調査ボーリングでは、PS-WL工法を採用した。パーカッションドリルで打撃を加えて掘削を行うためRQD値は得られないものの、岩石種や岩性状等を容易に観察できた。また、粘土を伴う地層でもコアを採集でき、粘土層を含む破碎帯を確認することができた。ただし、削孔水を多量に使用すると、細粒化した岩や粘土層部分の流出が見られるため注意が必要である。施工においては、通常のボーリング調査より探査時間を大幅に短縮可能であり、30mのボーリング探査を土曜、日曜の昼間で施工できたため、工程への影響を抑えることができた。直接、地山試料を確認できることから、今回行った3つの探査方法の中では、最も信頼性の高い調査方法といえる。

DRISS検層調査は、岩種は特定できないものの、くり粉の性状確認や岩の硬軟変化の把握から、地質変化点を大まかに推定することができる。今回、地山が付加体の中でも複雑な地質構造である混在岩相であったため、破碎帯や同一岩種の明確な連続性は認められなかったが、比較的単純な地質構造を示す地山では、切羽の左右2箇所検層調査を実施し、切羽中央で実施した先進調査ボーリングと併用することによって、ボーリングだけでは把握できない不連続面の走向傾斜や3次元的な地層分布の想定に有効であると思われる。DRISS検層では、地山の相対的な硬軟を知るために、全線でデータを採取して多くのデータを蓄積し、精度を高めることが望ましく、そうすることで、より有効に活用できるものと思われる。

前方探査の選定においては、工事位置での地質構造や工事における工程、費用等の条件に応じ、各探査技術の特徴を踏まえて単体もしくは組み合わせて前方探査を実施することが重要であり、本稿が同類工事の参考になれば幸いである。

大阪港主航路(-16m) 附帯施設の動態観測施工について

波戸岡 浩平

近畿地方整備局 大阪港湾・空港整備事務所 保全課 (〒552-0007 大阪府大阪市弁天 1-2-1-1500)

国際コンテナ戦略港湾の早期機能強化・拡充に向けて、大阪港夢洲において岸壁 C12(延伸)250m の事業に着手し、併せて岸壁に通じる水深 16m の主航路の浚渫を予定している。本報告は主航路(-16m)の浚渫土砂を受け入れる土砂処分場(以下「附帯施設」と言う)を建設しているが水深が 14m と深く、軟弱な沖積層粘土層が厚い(29m)大阪湾奥部に位置している。護岸の基礎は、経済性を考慮し、護岸③の深層混合処理(CDM)改良を除き、低置換のサンドコンパクションパイル(SCP)とサンドドレーン(SD)で地盤改良されているがいずれも支持層に着底しておらず段階施工による圧密沈下を促進させながら建設する方法としている。そこで施工を安全に進めるために実施した動態観測施工の途中経過について報告する。

キーワード 動態観測施工, 安定管理図, 理論・実測沈下比較, カラーカウンター図

1. はじめに

写真-1 は本附帯施設の位置を示したもので、大阪港港湾区域の南西部に立地しており、3 護岸(護岸①・②・③)を新設する計画である。このうち護岸①・②の基礎は、低置換率の SCP (置換率 $a_s=30\%$ 、一部 25%) と SD ($\phi 400\text{mm}$, $\square 2.5\text{m}$)、護岸③は CDM と SD で地盤改良される計画であるが、SCP と SD は共に沖積粘土層を貫通して洪積砂礫層に着底しておらず、不貫通状態である。

したがって、護岸の築造に伴う沈下(鉛直変位)および水平変位が大きく、施工中は常に不安定であることが想定される。



写真-1 主航路(-16m) 附帯施設位置

そこで、地盤の動態観測施工計画を策定して、各種の観測装置を適切に配置し、地盤の変位を測定・解析して、調査(チェックボーリング等)・設計にフィードバックさ

せながら施工を安全に進めるとともに、今後の工事工程(工期短縮)にも反映させる。

なお、本報告は 3 護岸、各護岸当り 2 測線、計 6 測線(No.1~No.6)のうち、既に観測装置が設置済みの 3 測線(護岸①の No.1, No.2 および護岸③の No.6)について述べるものである。

2. 観測装置の種別と配置¹⁾

観測装置の配置平面を図-1、配置断面を図-2、種別と配置を表-1 に示す。

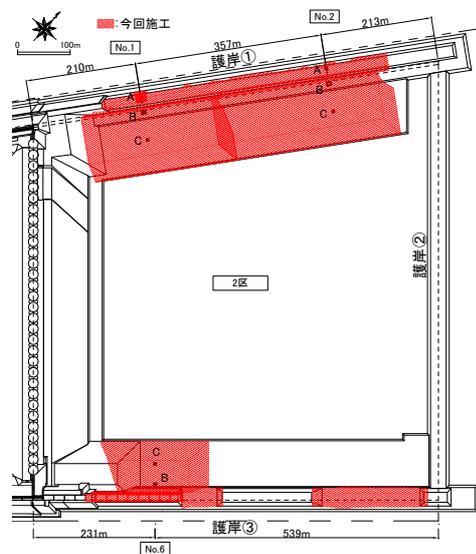


図-1 観測装置配置平面図

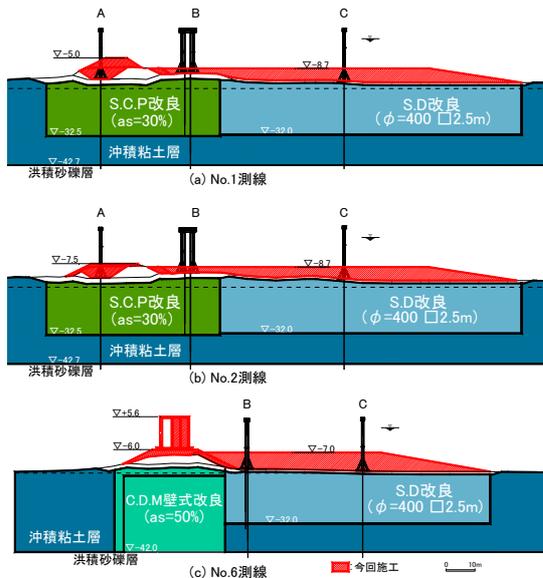


図-2 観測装置配置断面図

表-1 観測装置の種類と配置

護岸	測線	堤外側A	中央部B	堤内側C
①	No.1	変位観測管式沈下盤	層別三重管式沈下計	変位観測管式沈下盤
	No.2	—	層別三重管式沈下計	変位観測管式沈下盤
③	No.6	—	層別三重管式沈下計	変位観測管式沈下盤

(1) 観測装置

a) 護岸①

No.1 と No.2 の 2 測線を設け、各測線の中央部(B)に層別三重管式沈下計、堤外側(A)と堤内側(C)に変位観測管式沈下盤を設置した。

層別三重管式沈下計は、ケーシング、外管および内管で構成され、ケーシングにより全層(=沖積層+洪積層)の沈下を測定し、外管により内管に作用するネガティブフリクション(NF)をカットする。内管は沖積層の沈下量を改良層と非改良層の層別に分けるため、SCP 下端止め(S)と洪積砂礫層貫入(D)の2種類(各管3本)で1セットとしている。

変位観測管式沈下盤は、沈下盤と変位観測管で構成され、沈下盤により全層の沈下、変位観測管により洪積層の沈下および傾斜計を挿入して地盤の水平変位を測定する。

b) 護岸③

No.6 測線の観測装置は、護岸①と同様であるが、変位の少ない CDM 改良であるため、堤外側の変位観測管式沈下盤は設置していない。

(2) 観測台

観測台は沈下測量を行う時の足場となるもので、2種類に分けられる。4本の足でチェックボーリングが可能

な観測台を原則とし、コンパクトな1本足の観測台を併用する。

a) 護岸①

4本足の観測台とする。観測台の足を利用してチェックボーリングを行う利点は次のとおりである。チェックボーリングの位置決め測量およびボーリングの足場となるスパッド台船が不要であり、捨石等を削孔する必要もないため、急を要するチェックボーリングの結果が判明するまでの期間を短縮することができる。

b) 護岸③

1本足の観測台とする。4本足の観測台のように足を用いたチェックボーリングはできない。沈下が少ないCDM改良域近傍のSD改良域に設置するため、不同沈下が大きいが、コンパクトな観測台を用いることにより傾斜を少なくできる。

(3) 観測装置と地盤改良の位置関係

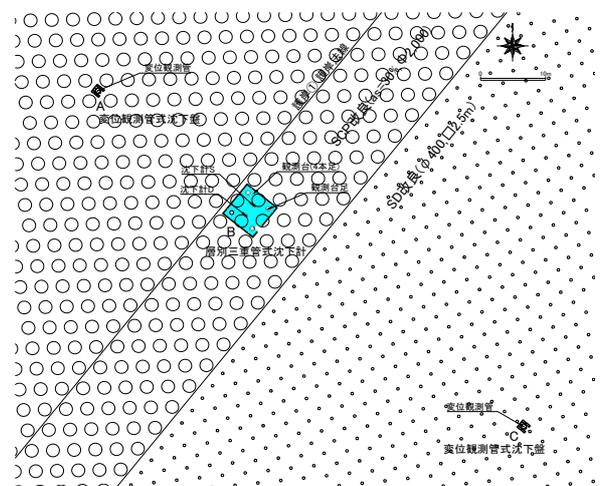
図-3は護岸①No.1測線の観測装置および4本足の観測台と地盤改良(SCP, SD)との位置関係を示したものである。

a) 観測装置

層別三重管式沈下計の内管・外管(NFカット管)および変位観測管式沈下盤の変位観測管の設置時におけるボーリングが、地盤改良の砂杭に当たると、ボーリング孔は軟弱な砂杭間粘性土に逃げるため孔曲りを生じる。そこでこれらの観測管の位置は砂杭から離れた位置に計画した。

b) 観測台

チェックボーリングの位置が、地盤改良(SCP,SD)の砂杭に近接している場合、砂杭間粘性土の強度が、平均値よりも異常に大きな値を示すことがある。そこで、4本足の観測台の足で適正なチェックボーリングを行うために、その位置は砂杭から離れた位置に計画した。



護岸①No.1 測線

図-3 観測装置と地盤改良の位置関係

3. 観測方法

GNSS 測量の電子基準点, 固定局および移動局の位置を図-4 に示す。

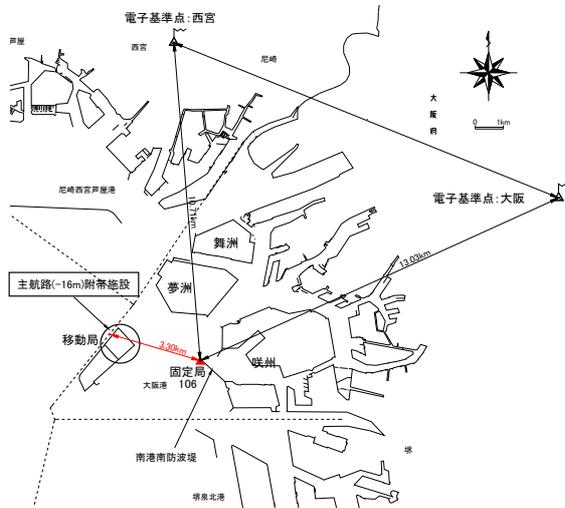


図-4 GNSS 測量点位置図

(1) 沈下

GNSS 測量により各管の天端標高を測量し, 沈下量を算出する。

a) 電子基準点

電子基準点は大阪と西宮の2ヶ所を用いる。

b) 固定局

本附帯施設に近く, 沈下がほとんど無視できると思われる南港南防波堤に設けた基準点 106 を固定局とする。

なお, この基準点の標高は, 1年間一定としているが, 各年度当初に実施するスタティック測量(電子基準点~固定局)の結果により見直すことを原則とする。

c) 移動局

層別三重管式沈下計 S と D のケーシング, 外管, 内管および変位観測管式沈下盤の沈下盤, 変位観測管の天端を移動局とする。

d) 公称精度

沈下観測の公称精度は, RTK 測量(固定局~移動局)の±11.65mm である。

e) 層別沈下量

図-5 は各観測装置によって測定される沈下対象層を示したものであり, 層別沈下量は次のようにして算出される。

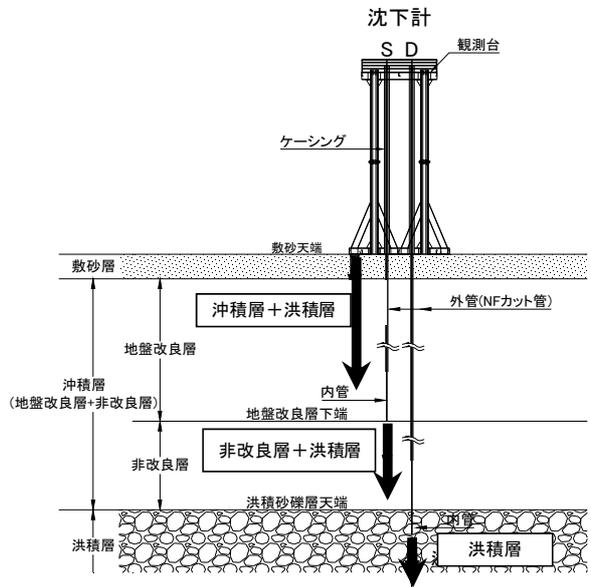
① 層別三重管式沈下計

$$\begin{aligned} \text{地盤改良層} &= (\text{沈下計 S ケーシング}) - (\text{沈下計 S 内管}) \\ &= (\text{地盤改良層} + \text{非改良層} + \text{洪積層}) \\ &\quad - (\text{非改良層} + \text{洪積層}) \\ \text{非改良層} &= (\text{沈下計 S 内管}) - (\text{沈下計 D 内管}) \\ &= (\text{非改良層} + \text{洪積層}) - (\text{洪積層}) \end{aligned}$$

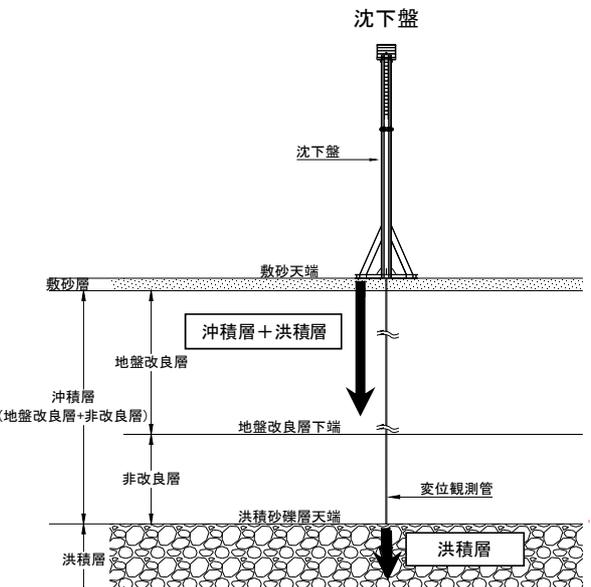
$$\text{洪積層} = \text{沈下計 D 内管} (= \text{洪積層})$$

② 変位観測管式沈下盤

$$\begin{aligned} \text{沖積層} &= (\text{沈下盤}) - (\text{変位観測管}) \\ &= (\text{沖積層} + \text{洪積層}) - (\text{洪積層}) \\ \text{洪積層} &= \text{変位観測管} (= \text{洪積層}) \end{aligned}$$



(a) 層別三重管式沈下計



(b) 変位観測管式沈下盤

図-5 観測装置の沈下対象層図

(2) 地盤の水平変位

挿入式傾斜計を変位観測管(ステンレス製角パイプ)の最下端まで挿入し, 引き上げながら 1m 毎に計測する。計測は断面方向と法線方向の2方向について正位と反位の計4回行い, 地盤の水平変位量を算出する。

(3) 測定頻度

表-2 は測定頻度を示したもので、各観測装置近傍における施工時からの経過時間により、沈下は1週間~1ヶ月に1回、地盤の水平変位は2週間~1ヶ月に1回である。

表-2 測定頻度

観測項目	施工中およびその前後2週間	施工後2週間~1ヶ月	放置期間
地盤の沈下	1回/週	1回/2週	1回/月
地盤の水平変位	1回/2週	1回/2週	1回/月

4. 護岸安定管理方法

図-6 は護岸の安定管理方法を示したもので、観測装置による手法と深淺測量による手法の2つに大別される。

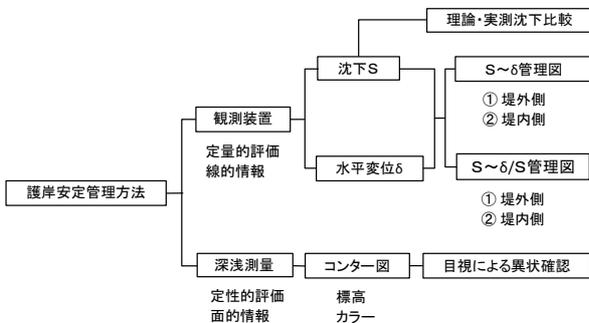


図-6 護岸安定管理方法

(1) 観測装置による手法

定量的な評価が可能であるが、情報は線的であり、観測装置が設置されている測線近傍以外については、安定が確認されている測線の支配区間にあることにより間接的に安定であると判断される。

この手法には次の2つが含まれる。

a) 理論・実測沈下比較による安定管理

実測沈下量を理論沈下量と比較検証し、圧密が正常に進行して、強度が理論どおり発現しているか否かを判定する。このために精度の高い沈下計算手法を採用する。SCP と SD は沖積粘土層を貫通しておらず、地盤改良層と非改良層を別々に計算する簡便法は、精度が悪いため、両者を一体として計算可能な差分法を用いる。

b) 管理図による安定管理²⁾

層別三重管式沈下計Dによる沖積層の沈下量Sと変位観測管式沈下盤による地盤の水平変位量δを用い、堤外側と堤内側についてS~δ管理図およびS~δ/S管理図を作成し、安定であるか否かを判定する。

(2) 深淺測量による手法

定性的ではあるが、情報は面的であり、全域をカバー

することが可能である。深淺測量のうち、施工前のデータは前工事からの放置中に、施工後のデータは本工事の施工中に異状の兆候がみられないかカラーコンター図を作成して、目視により異状の有無を確認する。

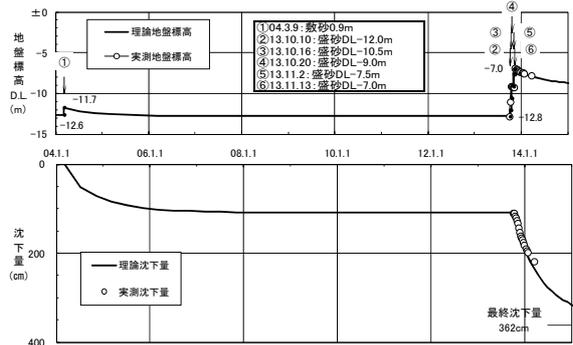
したがって、両者を併用して安定管理を行うことにより、相互補完ができ、管理の質の向上が図られる。

5. 護岸安定管理結果³⁾

(1) 観測装置による手法

a) 理論・実測沈下比較

一例として護岸③No.6 測線の層別三重管式沈下計 (B地点)における2004年3月の敷砂施工時点以降の沖積層の理論・実測沈下量を図-7、2013(平成25)年度における沖積層の層別理論・実測沈下を図-8および表-3に示す。なお、これらの図・表は、敷砂施工から2013年10月の盛砂施工までの間は、観測装置が設置されていなかったため、実測沈下量は理論沈下量に一致していたものと仮定し、この後の2014年3月までの約半年間の理論と実測の沈下量を比較したものである。



護岸③No. 6-B 地点

図-7 沖積層理論・実測沈下比較

敷砂施工後における改良層の沈下は、① 実測が1.735m、② 理論が1.971mでその比率①/②は0.88、非改良層は① 実測が0.452m、② 理論が0.389m、比率①/②は1.16、これらを合わせた沖積層は、① 実測が2.187m、② 理論が2.360m、比率①/②は0.93であり、実測沈下量は、理論沈下量と良く一致しており、SDによる圧密は順調に進んでいると判断される。

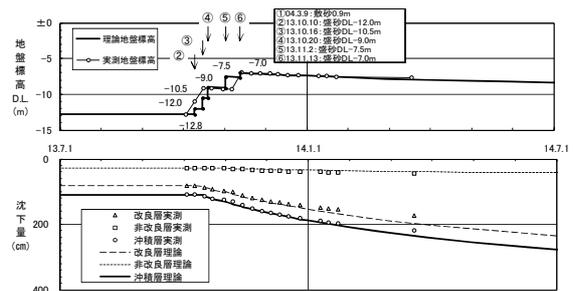


図-8 沖積層層別理論・実測沈下比較護岸③No. 6-B 地点

表-3 護岸③No. 6-B 地点理論・実測沈下比較

層別	沈下量(m)		比率
	① 実測	② 理論	
改良層	1.735	1.971	0.88
非改良層	0.452	0.389	1.16
沖積層	2.187	2.360	0.93

b) 管理図

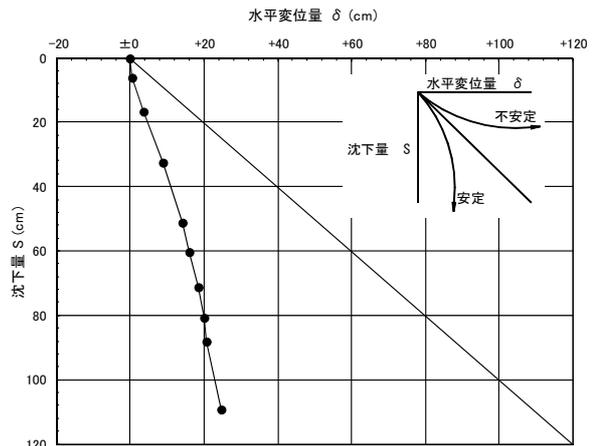
護岸③測線No.6における堤内側へのS~δ管理図およびS~δ/S管理図の事例を図-9に示す。

S~δ管理図では、上に凸状の傾向が認められ、S~δ/S管理図では、 $P_f/P_f=0.8$ 程度即ち破壊時の盛土荷重 P_f に対し、現段階の盛土荷重 P_i が約80%であることを意味しており、いずれの管理図からも安定であると判断される。

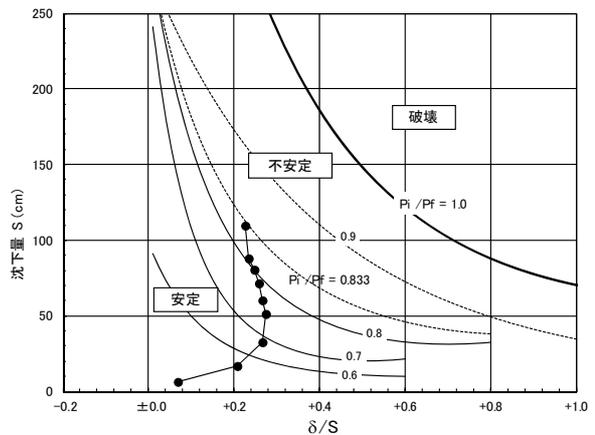
なお、S~δ/S管理図中の $P_i/P_f=0.833$ は旧仕様設計における許容安全率 $F_{sa}=1.2$ の逆数である。

(2) 深浅測量による手法

深浅測量結果のうち、護岸①における盛砂等の施工前・後の標高カラーコンター図は、図-10にみられるとおり、各コンターラインは護岸法線にはほぼ平行（端部は直角）であり、特に異状は認められず、安定した状態にあると判断される。



(a) S~δ管理図



(b) S~δ/S管理図

6. まとめと今後の課題

(1) まとめ

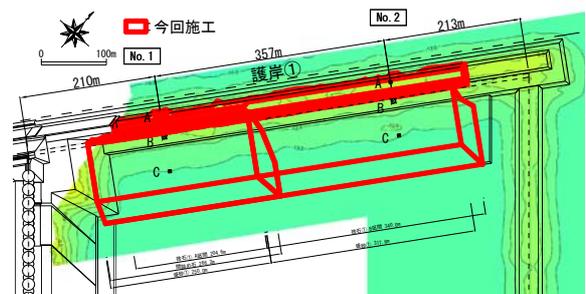
附帯施設の3護岸のうち、2護岸（護岸①・③）に3測線（護岸① 2測線:No.1, No.2および護岸③ 1測線:No.6）、8観測装置（測線No.1・No.2:層別三重管式沈計各1, 変位観測管式沈下盤各2および測線No.6:層別三重管式沈下計1, 変位観測管式沈下盤1）を設置して観測装置による手法（理論・実測沈下比較および管理図）と深浅測量による手法（カラーコンター図）を併用した動態観測施工（情報化施工）を約半年間に渡って実施してきた。

その結果、異状は認められず、護岸は安定した状態にあると判断された。

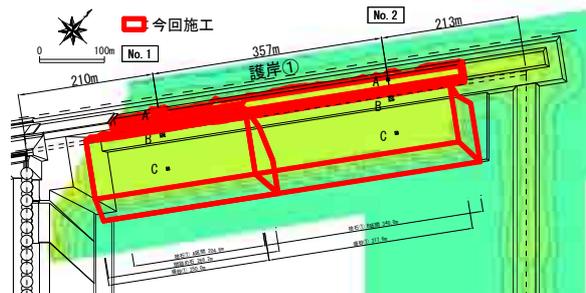
(2) 今後の課題

今後は護岸②に2測線（No.3, No.4）6観測装置および護岸③に1測線（No.5）、2観測装置の計3測線、8観測装置を新設し、既設と合わせて3護岸、6測線、16観測装置による護岸安定管理体制となる計画である。また、護岸構造物が海面上に出現（水切り）することにより、荷重および変形が急増することも想定される。したがって、より一層護岸の挙動に留意して動態観測施

工を継 図-9 護岸③No. 6 堤内側管理図



(a) 施工前



(b) 施工後

図-10 護岸①施工前・後コンター図

施工・安全管理対策部門:No.16

続するとともに、チェックボーリング等を行って、護岸の安定を確認しつつ施工を進めていく必要がある。

また、いずれ機会をみて、本報告の続きを発表するつもりである。

参考文献

- 1) 平成 25 年度 新島地区(2-1 区)観測装置配置等検討業務報告書
- 2) 実用軟弱地盤対策技術総覧編集委員会：実用軟弱地盤対策技術総覧，産業技術サービスセンター，1993.
- 3) 平成 25 年度 大阪港北港南地区航路(-16m) 附帯施設動態観測検討業務報告書

供用中の既設橋梁を活用した拡幅工事について

遠藤 謙介

日本車輛製造株式会社 輸機・インフラ本部 工務部 計画課
(〒456-8691 愛知県名古屋市熱田区三本松町 1-1)

本工事は一般国道2号加古川バイパスと東播磨道を繋ぐ、立体交差流出入部を新設する拡幅工事である。建設後45年経過した既設橋と新設橋を一体化し車線幅員を拡幅する。既設橋はTL-20で設計されているため、工事に伴い活荷重条件を見直す必要となるが、支承や下部工へ与える負担を軽減するには補強量を少なくしたい。そのため既設橋の活荷重を新設橋に負担させる応力調整を実施した。さらに施工中に既設橋の老朽化による品質低下が見つかり、最適な工法を検証しながら補修工事も併せて実施した。既存ストックを活用した技術は効率的、経済的に有利なため、将来このような施設整備が多くなると推察する。本稿では将来の同種工事に活かすため、施工事例について紹介する。

キーワード : 新旧橋梁の一体化、応力低減、既設橋の補強、老朽化対策

1. はじめに

一般国道2号加古川バイパスは1974年全線供用以来、京阪神と播磨・中国地方を結ぶ幹線道路として地域の重要な役割を果たしている。しかしながら供用後約40年経過し、交通量の増加(35,000台/日(1974年)から93,000台/日(2011年))、さらに施設の老朽化が進んできた。

このような背景のもと、近畿地方整備局は、兵庫県が事業を進めている東播磨南北道路と一般国道2号加古川バイパスの接続部であるJCTのランプ橋梁を主体とした工事と加古川バイパスのリニューアル事業を含めた延長約1.2kmの工事を平成18年度～平成25年度までの長期間に及ぶ事業を策定した。

鋼橋において既設橋と新設橋を連結する拡幅工事は過去に施工実績が見られるが、既設橋の荷重を新設橋に負担させる工事はあまり例を見ない。また、本工法は既設橋と新設橋の挙動が同じであるため、連結部の目地が不要になり走行性、安全性が向上できる利点がある。

本稿では、以下の2点を報告する。

- ① 既設橋長寿命化のための応力軽減と補強工事
- ② 施工中に発見された老朽化と対策工事

工事名称：加古川中央JCTランプ橋他上部工事
工事場所：兵庫県加古川市
工期：2012年2月～2014年3月



写真 1-1 加古川中央ジャンクション

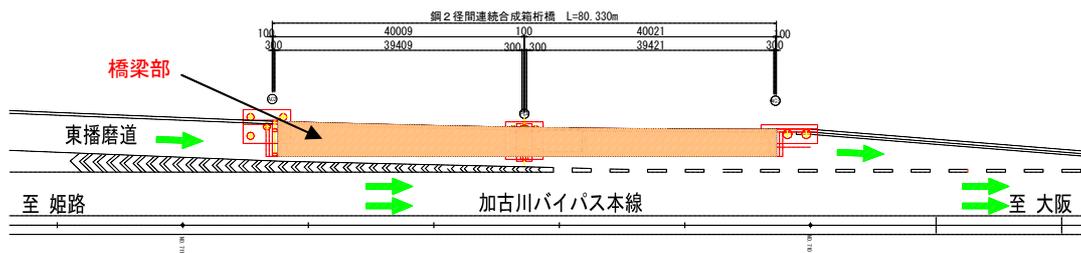


図 1-1 C ランプ平面図

2. 橋梁諸元

・ 拡幅橋梁諸元 (新設橋梁)

鋼単純活荷重合成 RC 床版箱桁橋 2 連

道路規格	第 1 種 第 3 級
活荷重	TL-20 レーン載荷、主載荷のみ (既設橋) + B 活 従載荷 (新設橋)
橋長	41.7m + 40.2m (BCL)
平面線形	R = 1000 ~ R = ∞ ~ R = 3000 (BCL)
横断勾配	2.0% (CL 直角方向)
縦断勾配	3.8% ↙ VCL=365m ↘ 2.15% (CL)
斜角	AB2 = 60°, PB16 = 90°, AB3 = 90° (CL)
適用示方書	道路橋示方書 (平成 14 年 3 月)
竣工年	2014 年 3 月

・ 既設橋梁諸元

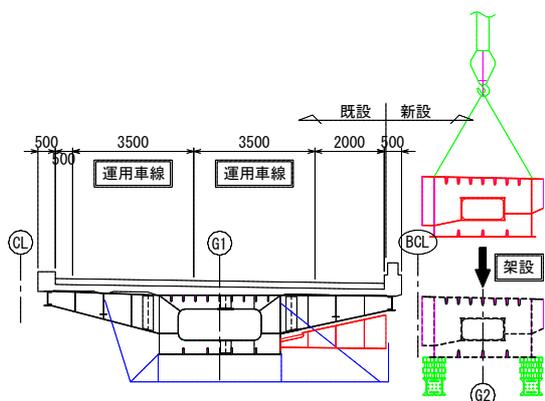
鋼単純合成 RC 床版箱桁橋 2 連 (橋名: 北野跨道橋)

等級	1 等橋
活荷重	TL-20
橋長	40.0m + 40.0m
平面線形	R=∞
横断勾配	1.5%
斜角	90°
適用示方書	道路橋示方書 (昭和 39 年 8 月)
竣工年	上り線(C ランプ) 1968 年(45 年経過) 下り線(B ランプ) 1972 年(41 年経過)

3. 施工ステップ

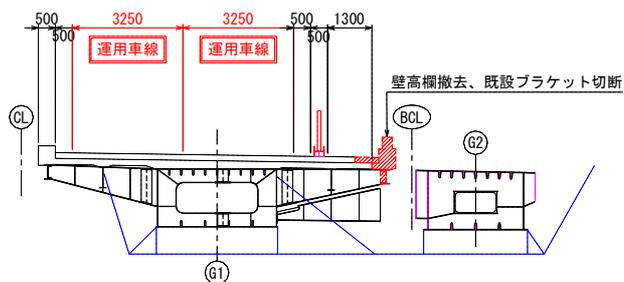
Step-1. 新設橋架設

横桁部材を架設後、主桁を架設する。



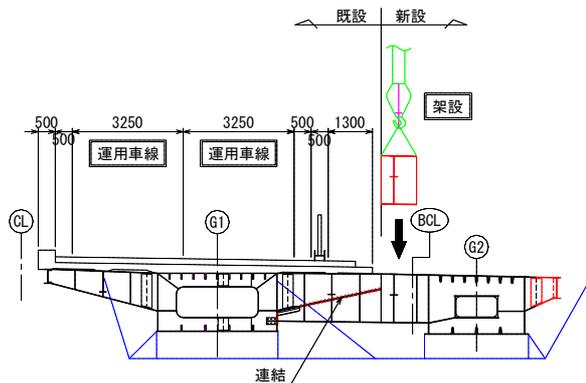
Step-2. 壁高欄撤去

バイパス本線の車線幅員を 3.5m→3.25m に減少させ、作業空間を確保する。その後、ワイヤーソーを使用し壁高欄と床版および外縦桁を撤去する。



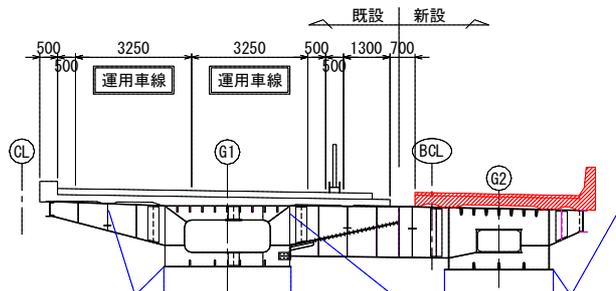
Step-3. 横桁架設

横桁部材を架設し、新設橋に高力ボルト接合をする。



Step-4. 床版・壁高欄打設

新設橋に床版・壁高欄コンクリートを打設する。



Step-5. 応力調整後に連結

既設橋をジャッキアップした後、新設橋と剛結する。その後ジャッキダウンをし、2次コンクリートを打設する。

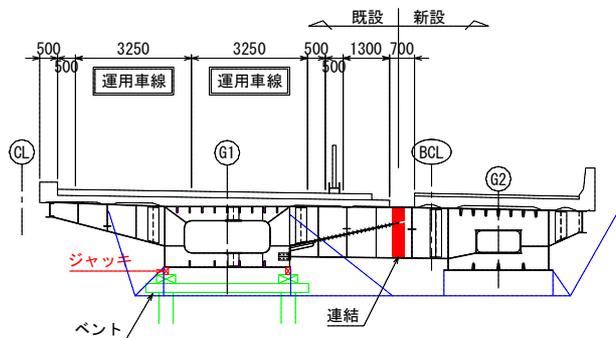


図 3-1 施工ステップ図 (断面図)



写真 3-1 C ランプ拡幅状況

4. 既設橋の補強工事について

(1) 既設橋の補強方針

拡幅後の既設橋の設計荷重は「名神高速道路（改築）拡幅橋梁設計指針（案）」に示されるレーン載荷とする（図 4-1）。既設橋の床版は、現行道示の最小床版厚を満足しないが、曲げ応力度と押し抜きせん断応力度の照査を行い、床版補強を行わないこととした。鋼桁についても曲げ応力度とせん断応力度の照査を実施した。

B ランプ橋では応力調整しない場合、曲げ応力度が 12%程度超過し、せん断応力度も超過する。このため支間中央部に設置したバントで既設橋の死荷重を新設橋へ負担させる応力調整をした。しかしそれでも、せん断応力度は 34%満足しない。この結果から既設橋に腹板補強工を施工した。

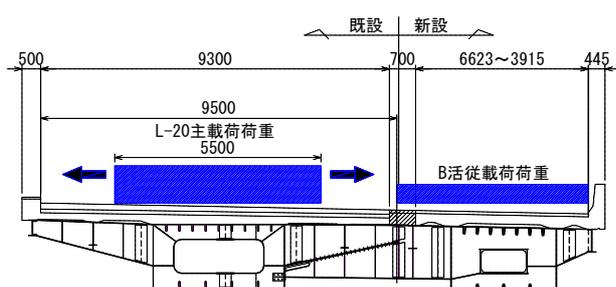


図 4-1 活荷重載荷のモデル

(2) 既設橋の補強工事

a) 腹板補強板設置工事

腹板補強板は摩擦接合であるためケレンは 2 種以上が条件である。2 種ケレンは手工具を使用するが、この場合、旧塗膜が飛散してしまう。旧塗膜は鉛が多く含まれる A 系塗装であり、環境への配慮と品質向上を目的としてバキュームブラストを採用した。（写真 4-1）



写真 4-1 バキュームブラスト施工状況

b) 既設橋の応力調整工事

既設橋から新設橋に活荷重を負担させるため応力調整を行った。過去に数回舗装オーバーレイをしていることから、既設橋の荷重が設計荷重に対し誤差があると考えられた。このため、荷重と変位の両方を管理しジャッキアップ作業を行った。

表 4-1 姫路側既設橋ジャッキアップ量

ジャッキアップ量	-23.3 mm
剛結後、死荷重によるたわみ量	+15.3 mm
残り変位量	-8.0 mm

※ ジャッキ反力は 550kN とし、上向きを(-)とする

5. 既設橋の老朽化対策工事について

施工中に既設橋において老朽化による「遊間異常」と「床版下面補強モルタル剥離」による品質低下を発見し、既設橋全体の健全性について調査が必要になった。そこで既設橋と新設橋を剛結する前に既設橋の挙動をモニタリングし、健全性を確認した後、施工を行うことにした。剛結構造の場合、新設橋と既設橋の挙動が同じでなければならない。

(1) 老朽化による変状

a) 桁遊間異常

桁掛違い部に遊間異常がみられた。（写真 5-1）

桁温 30℃ 設計遊間 90mm（実測値 0mm）

冬季は桁が収縮しており桁端部は接触していない。橋梁下から望遠鏡による橋梁点検調査をただけでは発見しにくい事例である。



写真 5-1 桁遊間異常

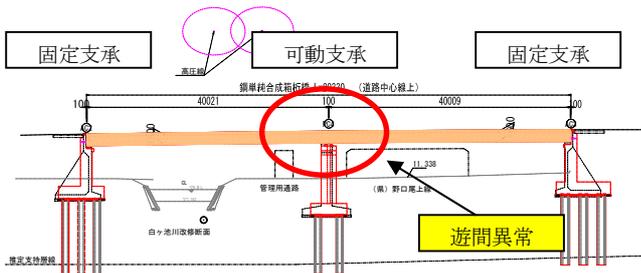


図 5-1 桁遊間異常箇所図

b) 床版下面補強モルタルの剥離

既設橋の床版下面補強には吹付けモルタル工法が施工されていたが、打音ハンマーによる検査の結果、モルタルに浮きが見られた。

<施工・点検履歴>

- 2003年 増桁補強, 床版下面補強
- 2008年 橋梁点検 B 判定 (状況に応じて補修を行う必要がある)
- 2013年 橋梁点検 S 判定 (詳細調査が必要な損傷) 品質低下は進行性であると判定された。



写真 5-2 床版補強異常音範囲 (赤枠内)

(2) 問題解決方針

施工中に発見した問題点の課題解決方針を図 5-2 に示す。「桁遊間異常」は緊急性があると評価した。「床版下面補強モルタルの剥離」は緊急性が低いと評価し、補修方法を立案した。

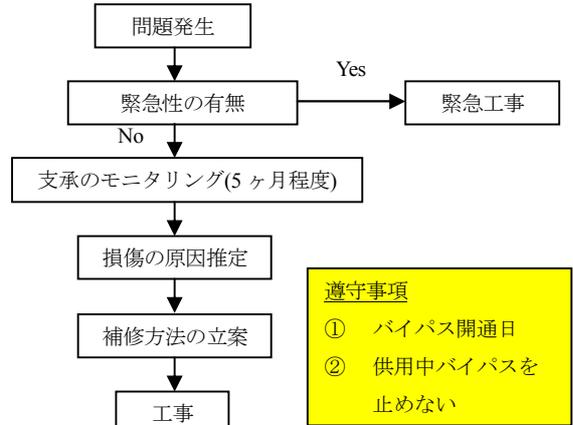


図 5-2 課題解決方針

(3) 老朽化の補修工事

a) 桁端部切断工事

主桁を温度変位に追従させるため桁端部をガス切断し (写真 5-3), 必要遊間を確保した。工事期間は供用中の加古川バイパスを 36 時間連続規制して実施した。

また、支承及び下部工の挙動を 4 月～9 月まで 5 ヶ月間モニタリングし既設橋挙動の健全性を確認した。一例として可動支承のモニタリング結果を図 5-3 に示す。支承は可動支承, 固定支承とも健全であった。



写真 5-3 桁端部切断状況

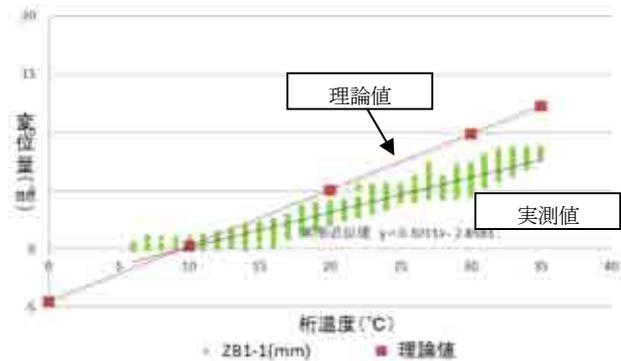


図 5-3 可動支承モニタリング結果

b) 既設床版補強の老朽化対策工事

供用中パイパスにおいて、現状では既設の床版下面補強モルタルを撤去すると強度が不足するため、供用交通の安全性確保が課題であった。そこで設計コンサル、舗装業者を交えて施工方法を検討した結果、床版下面補強モルタルを撤去する前に上面増厚を実施し、既設床版モルタルを撤去する計画とした。

床版補強前後のモデルを図 5-4 に示す。

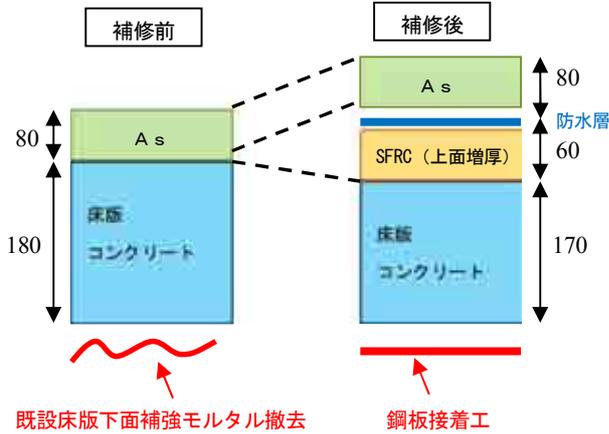


図 5-4 床版補強図

床版下面補強モルタル撤去工事は前例が無く本施工に先立ち試験施工を行った。東播磨道開通日まで工期が短いため、短工期かつ高品質で施工可能な工法を調査した。また、橋梁の交差物件には県道と河川があり、撤去作業中に発生するコンクリート汚泥の落下対策など安全性にも配慮した。その結果、手研りとウォータージェット（アブセルローター）併用工法を採用した。（表 5-1）

表 5-1 床版下面補強モルタル撤去工法比較表

工 法	結 果
① 手研り+ガンダ-併用	施工速度が遅い。
② WJ（ローターガン）	施工不可能である。
③ 手研り+WJ（アブセルローター）併用	施工速度、品質、安全面で最も優れているため採用した。

※WJ →ウォータージェットの略



手研り WJ（アブセルローター）
写真 5-4 床版下面補強モルタル撤去工

床版下面補強工の選定には炭素繊維工法と鋼板接着工法の 2 案を検討し、以下の理由で鋼板接着工を採用した。

<本工事において鋼板接着工法を採用した理由>

- ① 過去の床版下面補強モルタル施工時に既設床版面をブラスト処理し、施工面に凹凸がある可能性が高かった。炭素繊維工法の場合、断面修復をする時間を多く費やすと予想された。
- ② 建設後 45 年経過しているため、既設床版に疲労クラックがある可能性が高い。鋼板接着工の場合、0.2mm 以上のクラックであれば付加的に樹脂注入ができる。
- ③ 鋼板接着の場合、施工後に既設床版の点検が不可能になることが弱点であるが、モニタリング孔を設けることにより点検可能な構造にできる。



写真 5-5 鋼板接着工

床版下面補強モルタルを全て撤去した後、既設床版下面を打音ハンマーによる検査を行った。その結果、一部に浮きと思われる異音があった。そこで異音部のコンクリートを研り出した結果、既設床版鉄筋に発錆が見られた。（写真 5-6）

上面増厚施工時でも漏水跡が見られたことから、この発錆は橋面からの漏水が原因と考えられた。対策として床版上面増厚の上面に防水層を設けた。さらに発錆箇所は錆の除去後に断面修復を実施した。



写真 5-6 既設床版鉄筋の発錆状況

6. まとめ

本工事では既設橋を補修しながらも、あまり前例の見ない車線拡幅工法を確立できた。ご利用者様から見れば新旧橋の境界に目地が無いため、従来のものに比べ走行安全性と快適性が増したと感じて戴けるはずである。

また、交通渋滞緩和を目的とした車線拡幅工事は一般的に施工延長が長く、その中には橋梁区間がある可能性が高い。このような場合に本工法が活用できると考える。

7. 今後の課題

今後の課題として以下の2点を挙げる。

- ① 桁が遊間異常に至る原因について、様々な推論があるものの明確な答えが出せなかった。原因の一つに建設当時の品質記録、出来形記録など、情報量が少なかったことが挙げられる。
- ② 本工法を実施するにあたり、従来の橋梁定期点検項目の照査だけでは情報量が不足していた。そのため老朽化を発見した時期が「施工中」になり対応に追われた。限られた工期の中で極端に工事量が増えると、施工管理面や関係機関協議などが手薄になり、ミス誘発の原因になりかねない。

今回得られた知見をもとに、「供用中の既設橋梁を活用した拡幅工事」における施工フローを図6-1で提案したい。課題解決方法として、受注後速やかに吊り足場を組み、触手による点検や計測、さらに挙動観測までしておき、早い時期から総工事量を把握し、施工計画を立案しておくことが大切であると考えます。



写真 6-1 工事施工前



写真 6-2 工事完成

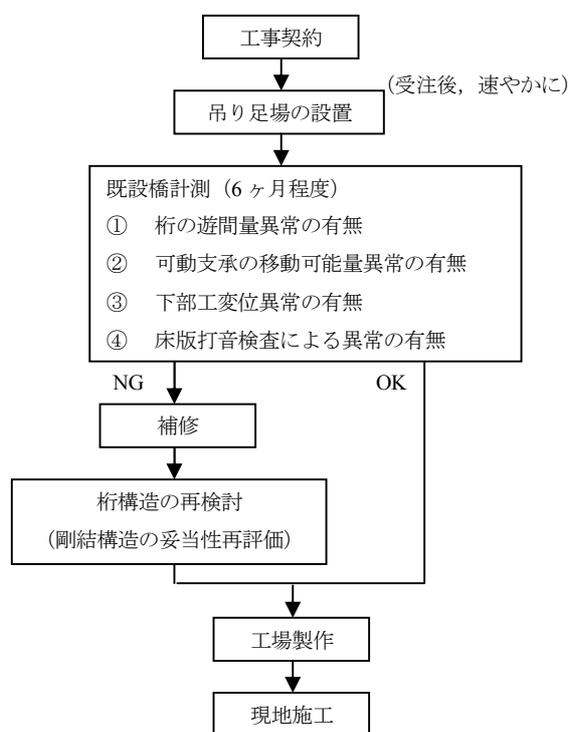


図 6-1 施工フロー (案)

謝辞：近畿地方整備局姫路河川国道事務所ならびに関係者の皆様から多大なご指導、ご助言を賜り、平成26年3月に無事竣工を迎えることができました。さらに本稿執筆の機会までいただき、ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

鋼橋の新旧剛結方法は、(株) IHI インフラシステム様の特許である。

コンクリート構造物における品質管理の取り組みについて

辰見 彰啓¹

¹近畿地方整備局 近畿技術事務所 品質調査課 (〒573-0166 大阪府枚方市山田池北町11-1)

社会資本の管理においては、限られた予算の中で土木構造物の長寿命化を図ることが、大きな課題のひとつとなっている。コンクリート構造物の長寿命化を図るためには、コンクリートの品質管理が重要となる。そのため、近畿技術事務所では、平成15年度より荷下ろし場におけるレディミクストコンクリートの単位水量測定を行っている。また、コンクリートの乾燥収縮に起因するひび割れに関する研究の一環として、実物大供試体を用いた乾燥収縮ひずみの計測を行っている。さらに管内の工事において、技術的な課題が発生した場合には、原因調査、対応案の検討等の技術的支援を行っている。本論文は、これらコンクリート構造物における品質管理に関する取り組みをまとめたものである。

キーワード 品質管理、単位水量測定、乾燥収縮ひずみ、技術的支援

1. はじめに

インフラが整った現在、社会資本整備事業において、限られた予算の中で土木構造物の長寿命化を図ることは、大きな課題のひとつである。コンクリート構造物の長寿命化を図ることにおいては、構造物の新設時におけるコンクリートの品質確保が重要である。平成15年10月には、荷下ろし場におけるレディミクストコンクリートの単位水量測定の実施に関する本省通達（請負者に対する測定の義務づけ）が発出された。それを受け、近畿地方整備局では、独自の取組として発注者による単位水量測定を実施しており、近畿技術事務所がこれを行っている。

また、近畿地方整備局管内では、垂井高架橋で確認されたように、近年、ある種の骨材を使用したコンクリートの乾燥収縮に起因するひび割れの発生が問題となっている。その問題解明の取り組みのひとつとして、近畿技術事務所において、実物大供試体を用いた乾燥収縮ひずみの計測やひび割れの確認を行っている。

さらに近畿地方整備局管内の工事において、技術的な課題が発生した場合、円滑な事業執行に資するため、近畿技術事務所では、原因調査から対応案の検討まで、速やかな技術支援を行っている。

2. コンクリート構造物における品質確保の取り組み

2.1 レディミクストコンクリートの単位水量測定

(1) W/Cミータによる単位水量測定結果

近畿技術事務所では、平成15年度から単位水量測定を継続しており、各事務所の協力によりW/Cミータ法による測定を、11年間で254工事において計675回実施

した。また、平成21年度以降は、単位水量測定手法による測定結果の相違を検討するために、W/Cミータ法に加えエアメータ法（土研法）による測定を行っている。

近畿地方整備局管内で主に利用されている単位水量測定手法とその誤差要因について表1に示す。

表1 近畿地方整備局管内で主に用いられる単位水量測定手法と誤差要因

測定手法	主な誤差要因
加熱乾燥法 (電子レンジ法) (W/Cミータ)	<ul style="list-style-type: none"> 細骨材の吸水率が真値と異なる 骨材の過大粒、過小粒の値が真値と異なる ウェットスクリーニングによる水量補正が適切でない
【モルタル】	(試験練りによる確認不足)
エアメータ法 (W-Checker) (土研法)	<ul style="list-style-type: none"> 骨材の密度が真値と異なる 骨材の過大粒、過小粒が多い 粗骨材量のバラツキが大きい(試料採取方法が適切でない)
【コンクリート】	測定空気量が真値と異なる (キャリブレーション不足)

配合設計値と測定単位水量との関係を図-1に、管理結果の分布を図-2に示す。測定結果は、配合設計値以上の割合が全体の64.7%、配合設計値と等しい値の割合が0.4%、配合設計値以下の割合が34.8%であり、全体的にやや配合設計値よりも高めの傾向にある。

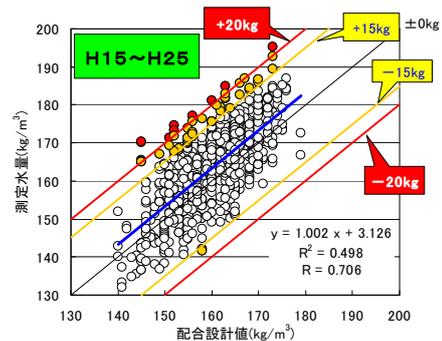


図-1 配合設計値と測定単位水量との関係

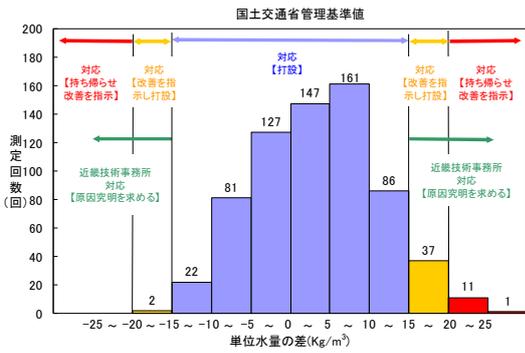


図-2 管理結果の分布

配合設計値と測定水量の差(年推移)を図-3に示す。平成15年度及び平成16年度は、単位水量測定を実施して間もない時期であったために、配合設計値と測定値の差が大きいが、測定実施から3年目の平成17年度には設計値との差が21.0kg/m³と最も小さくなっている。ただし、平成15年から17年までの3年間は、請負者に対して事前に告知した上で測定を実施している。

平成18年度以降は請負者に事前告知することなく、抜き打ちで単位水量測定を実施している。そのため、設計値との差が再び増加傾向となるなど、現場によってコンクリートの品質管理に対する意識の差がみられた。

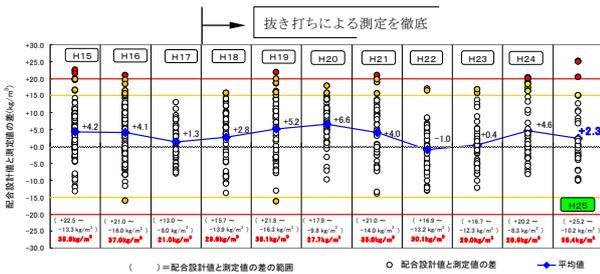


図-3 配合設計値と測定水量の差(年推移)

(2) 測定水量差

平成21年から平成25年までのW/Cミータとエアメータ法(土研法)による測定水量の関係を図-4に示す。図-4に示す通り、両手法による測定結果には差が認められるが、これは表-1に示す測定手法ごとの誤差要因の影響等が考えられる。

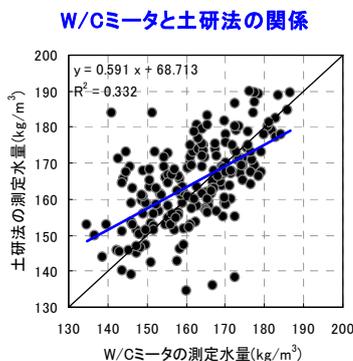


図-4 W/Cミータと土研法の関係

(3) まとめ

単位水量測定は、手法ごとに留意点が存在し、各々で測定に関する誤差要因が認められる。請負者による単位水量の管理状態を確認するためには、監督職員が測定手法の特徴をよく理解した上で、適切に監視することが重要である。近畿技術事務所では、単位水量測定に赴いた際には、監督職員に対して単位水量測定上の留意点等についての助言を行っている。

2.2 実物大供試体を用いた乾燥収縮ひずみの計測

(1) 目的

近年、近畿地方整備局管内において、コンクリートの乾燥収縮ひずみが大きくなる骨材を使用したコンクリート構造物の不具合に関する事例が報告されている。

紀北東道路の橋梁において、過年度にコンクリート構造物に不具合を起こしたものと同種の、コンクリートの乾燥収縮ひずみが大きくなる骨材を使用する可能性があったため、平成21年2月に京都大学宮川教授を委員長とする「京奈和自動車道紀北東道路に使用する生コンクリートの品質確保に関する検討会」が開催され、実構造物とそれを模した実物大供試体を作成し、5年間、ひずみや水分量、温度等コンクリートの乾燥収縮ひずみに関するデータを測定することとなった。

実物大供試体については平成22年12月より設置されており、当初は実橋付近のヤードに設置していたが、紀北東道路が開通を控えていたため、平成24年2月より当事務所に移設して測定を行っている。

(2) 供試体の形状と寸法

供試体は、実橋のA2橋台と中間横桁間の中間部と同一断面のタイプ(箱桁供試体と称する)、およびウェブ部分のみを切出したタイプ(角柱供試体と称する)の2種類とし、断面と直交方向の長さ(橋軸方向長さ)は桁高と同じ1,700mmとした(図-5、写真-1)。

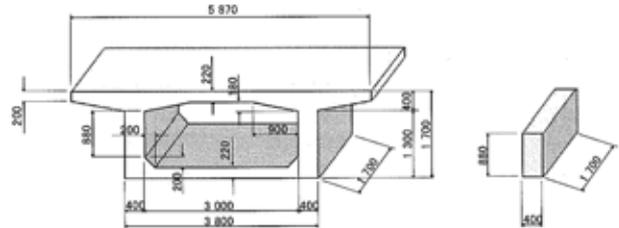


図-5 供試体寸法(左:箱桁、右:角柱)(mm)¹⁾



写真-1 供試体設置状況

(3) 実物大供試体概要

供試体作成には、呼び方が「普通 36-12-20H」のレディミクストコンクリートを使用した。細骨材には海砂および砕砂を用い、粗骨材には JIS 試験でのコンクリートの乾燥収縮ひずみが大きくなる硬質砂岩碎石 (G1) と、乾燥収縮ひずみが標準的である石灰石碎石 (G2) を用いた。配合一覧表を表-2 に、各配合での乾燥収縮ひずみと自己収縮ひずみを表-3 に示す。表-2 における配合 No.1 は粗骨材に G1 を用いたもの、配合 No.2 は粗骨材に G2 を用いたものである。また、配合 No.3 は粗骨材に G1 を使用し、膨張材および収縮低減剤の混和により JIS 試験における乾燥収縮ひずみを減少させたものである。

測定用供試体は、箱桁供試体を 2 体 (Model-A, B) (配合 (粗骨材) の相違)、角柱供試体を 5 体 (Model-a~e) (配合、鉄筋比の相違) 作成しており、各供試体の仕様は表-4 の通りである。

表-2 配合一覧表 (36-12-20H) 1)

配合 No.	粗骨材の最大寸法 Gmax (mm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)						
					水 W	セメント C	混和材料 EX, RA	細骨材		粗骨材	
								S1	S2	G1	G2
1	20	43	4.5	41.9	165	384	-	508	217	1020	-
2				42.8	160	352	26	535	222	-	989
3				43.6	160	352	26	535	229	989	-

表-3 乾燥収縮ひずみと自己収縮ひずみ 1)

材齢26週 (単位: ×10 ⁻⁶)	乾燥収縮ひずみ	自己収縮ひずみ
配合No.1 (収縮大)	923	146
配合No.2 (収縮標準)	539	96
配合No.3 (収縮標準+混和材料)	706	-180

表-4 各供試体の仕様 1)

形状	Model	配合	ウェブ配筋	混和材料	諸条件
箱桁供試体	A	No.1	D13@250	無添加	収縮大
	B	No.2	D13@250	無添加	収縮通常
角柱供試体	a	No.3	D13@250	膨張材+収縮低減剤	収縮大+混和材料
	b	No.1	D13@250	無添加	収縮大
	c	No.2	D13@250	無添加	収縮通常
	d	No.2	D22@125	無添加	収縮通常で鉄筋量6倍
	e	No.2	無筋	無添加	収縮通常で無筋

(4) 長さ変化測定

箱桁供試体 (Model-A, B) における長さ変化測定位置を図-6 に示す。



図-6 長さ変化測定位置図【箱桁供試体 Model-A, B】

箱桁供試体 (Model-A, B) の上床版およびウェブにおけるホイットモア測定によるひずみ変化量結果を図-7 ~ 10 に示す。図-7 ~ 10 は、供試体作成後593日目における測定値を基点として、各測定日における長さ変化の値を、測定時の測定箇所表面のコンクリート温度等を考慮してひずみ変化量として換算したものをグラフ化し、推移図として表したものである。

図7, 8の比較および図9, 10の比較から、上床版、ウェブともに、箱桁供試体Model-Aのひずみ変化量の変動幅が、Model-Bに比べてわずかに大きいものの、両者のひずみ変化量の推移に大きな差はみられないことが分かる。

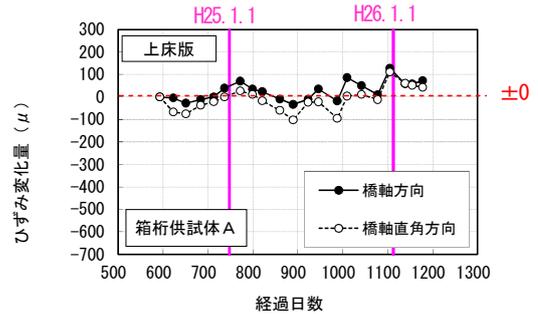


図-7 ホイットモア測定によるひずみ変化量【箱桁供試体 Model-A 上床版】

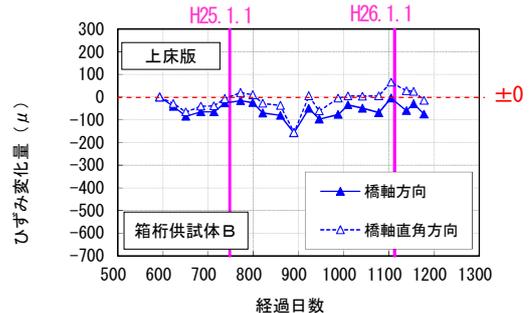


図-8 ホイットモア測定によるひずみ変化量【箱桁供試体 Model-B 上床版】

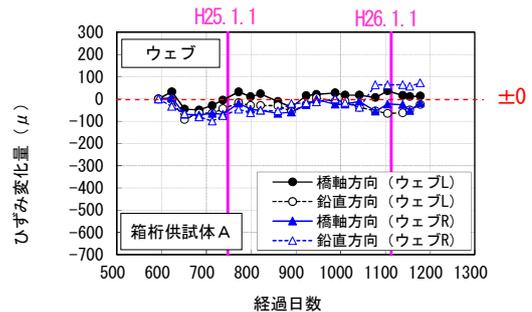


図-9 ホイットモア測定によるひずみ変化量【箱桁供試体 Model-A ウェブ】

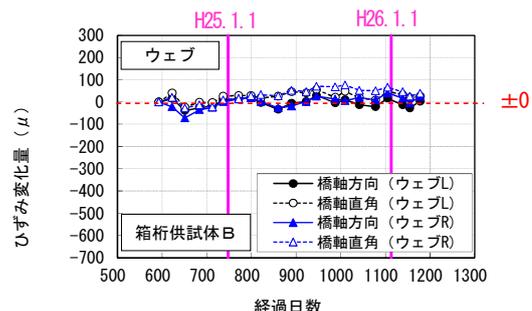


図-10 ホイットモア測定によるひずみ変化量【箱桁供試体 Model-B ウェブ】

(5) コア採取によるひび割れ深さの確認

箱桁供試体より採取したコア供試体の目視観察によるひび割れ深さ(長さ)計測結果を表-5に示す。確認方法は、アセトン塗布による目視および蛍光浸透探傷剤塗布後、ブラックライト照射による目視の観察とした。

表-5 目視観察によるひび割れ深さ

部位	記号 (ひび割れNo.)	目視観察によるひび割れ深さ(長さ)		
		アセトン使用	ブラックライト使用	
箱桁A	上床版	US_A_1	48mm	133mm
		US_A_2	45mm	133mm
		US_A_3	7mm	27mm
	ウェブ	W_A_1	63mm	85mm
		W_A_2	38mm	71mm
		W_A_3	35mm	62mm
箱桁B	US_B_1	確認不可	20mm	
	US_B_2	0mm(表面のみ)	0mm(表面のみ)	
	US_B_3	0mm(表面のみ)	0mm(表面のみ)	
	ウェブ	W_B_1	0mm(表面のみ)	0mm(表面のみ)

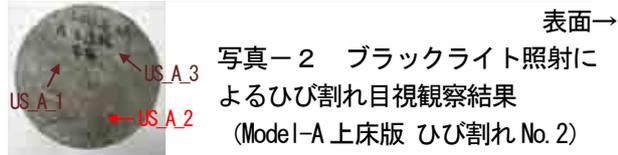


写真-2 ブラックライト照射によるひび割れ目視観察結果 (Model-A 上床版 ひび割れ No.2)

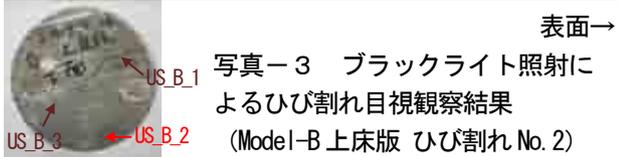


写真-3 ブラックライト照射によるひび割れ目視観察結果 (Model-B 上床版 ひび割れ No.2)

箱桁供試体Model-A、Bともに供試体表面に目視で確認できるひび割れは、ひび割れ幅が0.05mm~0.1mm程度の微細なものであったが、ブラックライト照射による目視観察により、コンクリートの乾燥収縮が大きくなる粗骨材G1を用いた箱桁供試体Model-Aでは、ひび割れが階材深部まで達していることが確認できた(表-5、写真-2)。一方、コンクリートの乾燥収縮が標準的な粗骨材G2を用いた箱桁供試体Model-Bでは、ひび割れの深さ方向への進展はほとんどないことが確認できた(表-5、写真-3)。

(6) まとめ

箱桁供試体Model-Aでは、箱桁供試体Model-Bに比べて供試体表面に生じたひび割れ本数が多く、コア供試体による観察で明らかのように、ひび割れ深さも深かった。一方で、箱桁供試体Model-AとModel-Bでホイットモア測定によるひずみ変化量に大きな差はみられなかった。

このことより、箱桁供試体Model-Aでは、供試体内部に生じた無数のひび割れの影響で、表面の大きな収縮ひずみが解放され、断面の平均的な収縮ひずみが低下したことが推察される。

今後は、ひずみ変化量の測定を継続するとともに、本実物大供試体を用いて、透気試験や透水試験等、非破壊で実構造物の品質確認ができる検査方法(比較的新しい技術について)の有効性を確認していく方針である。

2.3 近畿地方整備局管内の工事における技術的依頼

近畿技術事務所では、近畿地方整備局管内の工事において技術的な諸問題が生じた際、工事を管轄する事務所および出張所からの依頼のもと、問題の原因推定や対策案についての助言、あるいは参考資料の提供等、様々な技術的支援業務を行っている。

例えば、過年度には、図-11に示すような橋台底版部および堅壁部に生じたひび割れについて、現地での聞き取り調査や目視調査を行い、現地調査の結果を踏まえた上で、机上調査によるひび割れ発生原因の推定を行い、補修の要否や緊急性の有無についての技術的見解を助言した。

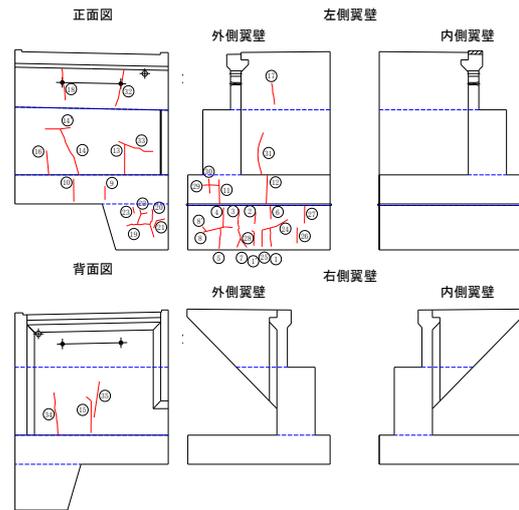


図-11 ひび割れ発生状況

※ 図-11のひび割れは、目視調査の結果、概ね0.20mm未満の微細なひび割れであり、その発生原因は、マッシュ打設部位において主にセメントの水和熱によって生じたひび割れが、コンクリートの乾燥収縮および自己収縮により増進したものであると推察される。そのため、表面被覆工法等での補修を助言した。

その他、過年度に行った技術的依頼調査の例として、以下のものが挙げられる。

- ・ 構造物からのコア採取および静弾性係数試験
- ・ テストハンマーによる強度試験方法の指導
- ・ 補修材料等に関する技術資料整理
- ・ アルカリ骨材反応による構造物の劣化調査 等

参考文献

1) 小林 仁：乾燥収縮がプレストレストコンクリート橋に与える影響と拡散理論に基づく収縮ひずみの予測手法に関する研究, 2014.3