

河川直下を小土かぶりで通過する トンネルの対策工の検討と施工

明石 太郎¹・小室 仁弘²・浦川 博臣³・近藤 邦彦⁴・村山 秀幸⁵

¹フジタ・株木・石山・砂子 北海道新幹線, 野田追トンネル(北) 他特定建設工事共同企業体
(〒049-3117 北海道二海郡八雲町栄町74-1)

E-mail: akashi@fujita.co.jp

²フジタ・株木・石山・砂子 北海道新幹線, 野田追トンネル(北) 他特定建設工事共同企業体
(〒049-3117 北海道二海郡八雲町栄町74-1)

E-mail: ykomuro@fujita.co.jp

³独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構 北海道新幹線建設局 八雲鉄道建設所
(〒049-3107 北海道二海郡八雲町本町150番1)

E-mail: urakawa.hir-33jm@jrtt.go.jp

⁴独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構 北海道新幹線建設局 八雲鉄道建設所
(〒049-3107 北海道二海郡八雲町本町150番1)

E-mail: kondo.kun-2v25@jrtt.go.jp

⁵正会員 ㈱フジタ 技術センター 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1)

E-mail: murayama @fujita.co.jp

北海道新幹線(新函館北斗・札幌間)は, 全延長約211kmについて平成24年度から建設工事が進められている。野田追トンネルは, 北海道二海郡八雲町に位置する全長8165mの山岳トンネルであり, そのうち札幌方の延長4490mを野田追トンネル(北) 他工事として施工している。本トンネルは, 坑口からTD750m(TD: トンネル延長)付近まで未固結の段丘砂礫層(Tr2-g)が分布し, 土かぶり2D(D: トンネル掘削幅)以下の区間が連続している。特にTD300m~TD450m間は土かぶりが6m程度で極めて小さく, さらにTD360m付近ではハシノスベツ川と最小土かぶり3mで交差する施工条件となっている。よって, この河川交差部におけるトンネル対策工が課題となった。本報告では, 河川交差部の小土かぶり区間において, 地表および坑内からの対策工を検討し施工した結果について報告する。

Key Words : Hokkaido Shinkansen, shallow overburden, under the river, weak gravel

1. はじめに

野田追トンネル(北) 他工事は, 北海道新幹線, 新青森駅起点194km630m~199km120m間(L=4490m)の工事である。図-1に北海道新幹線の計画路線と本トンネルの位置関係を示す。トンネル掘削はNATM(機械掘削)によるショートベンチカット工法および全断面工法, ずり出しはタイヤ方式およびベルコン方式を計画している。

札幌方坑口からTD750m(TD: トンネル延長)付近までは未固結の砂礫層(Tr2-g)が分布し, 土かぶりは2D(D: トンネル掘削幅, 本トンネルではD=10.8m)以下と小さい。特にTD300m~TD450m間は土かぶりが6m程度で0.6Dに相当し極めて小さく, 更にTD360m付近では, ハシノスベツ川の直下を最小土かぶり3mで交差する極

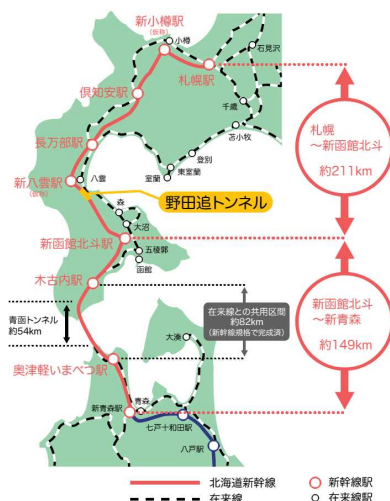


図-1 野田追トンネルの位置図

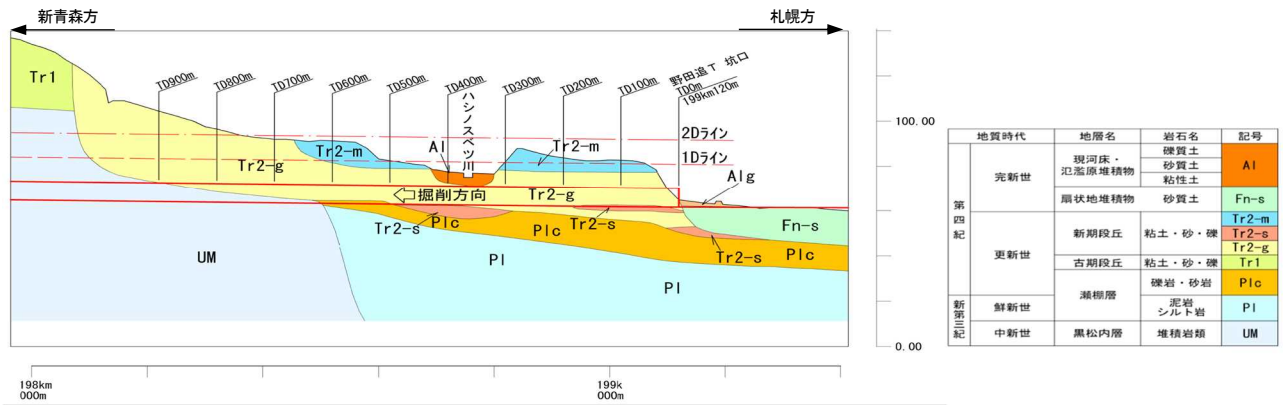


図-2 札幌方坑口から河川交差点付近における地質縦断面図

めて難しい施工条件となっている。

本報告では、河川交差点となるハシノスベツ川直下の小土かぶり区間において、地表からの事前地盤改良工および坑内からの補助工法を検討し、合理的かつ安全に施工した事例について述べる。

2. 河川交差点の概要

(1) 地形、地質

札幌方坑口から河川交差点における地質縦断面図を図-2に示す。図-2には、土かぶり厚さの目安として1Dラインと2Dのラインを記した。当該地域は札幌方坑口からTD3 000mまでは段丘地形を呈しており、地表には牧草地が広がっている。坑口からTD300mまでは土かぶり1.5D以下となっており、ハシノスベツ川の侵食作用によって形成された急崖地を経て、河川を中心として分布する現河床・氾濫原堆積物がほぼ平坦に分布し、土かぶり0.6D程度の区間が150m連続する。その後は、緩やかに土かぶりが増加するもののTD750m付近までは土かぶりが2D以下となっている。

小土かぶり区間におけるトンネル掘削対象地質は、第四紀更新世に形成された新期段丘堆積物の未固結砂礫層（Tr2-g層）であり、20～80cm程の玉石を多く混入し、礫混入率は60%を超える。河川付近ではTr2-g層の上位に現河床・氾濫原堆積物（A1層）が分布する。このA1層も玉石を多く混入する未固結砂礫層であり、Tr2-g層との違いはマトリックスの固結度がさらに低い程度で、両層の境界は漸移的である。

(2) 施工課題の抽出

河川交差点付近の平面図とトンネル縦断面図を図-3に示す。図-3より、トンネルはハシノスベツ川とTD365m付近で交差し、TD420m付近では町道直下を通過すること

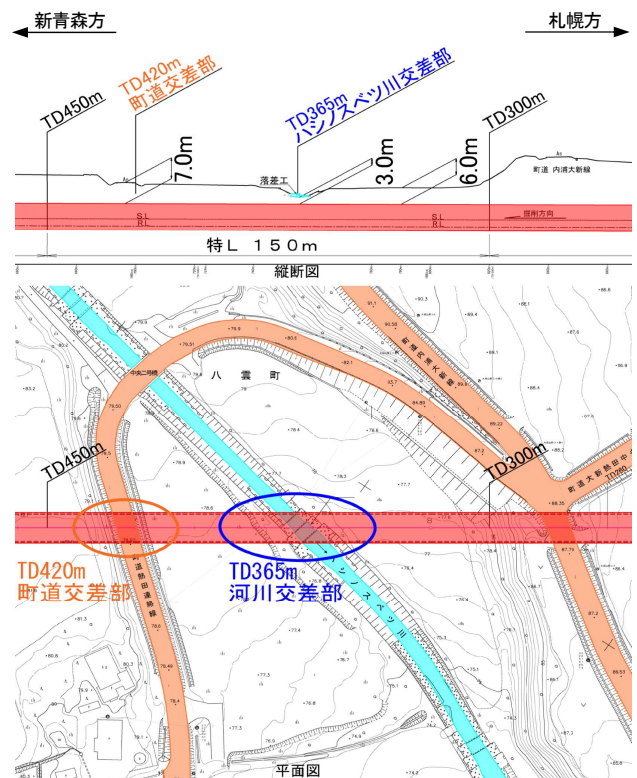


図-3 河川交差点における平面図とトンネル縦断面図

が分かる。また、トンネル縦断面図より河川交差点周辺、特に、河川直下の土かぶりが極めて小さいことが分かる。

以上から、当該区間のトンネル掘削では、土かぶりが極端に小さな地形条件と未固結の含水地山である砂礫層という地山条件から、地表面の沈下や陥没、河川水の坑内への流入、トンネル支保部材の変形や破壊、天端の崩落等の発生が懸念される。よって、対策工の検討においては、河川や道路に影響を与えないこと、落盤等無く安全に施工できること等が重要である。

なお、施工により河川の濁りの発生や使用材料が河川に流出するなど周辺環境に影響を与えないことも対策工の選定において重要となる。

表-1 地盤改良工法の比較検討表

工法名	地盤改良工法			
	薬液注入工法	浅層、中層、深層 混合改良工法	全旋回オールケーシング 工法	高圧噴射攪拌工法
概 要	・ボーリングマシンで所定の深度まで削孔し、セメント系注入材を注入する。 ・割裂注入となり均一な改良が難しい。 ・施工ピッチ1 200mm×1 200mm	・浅層および中層混合改良工法は深度13m程度までの軟弱地盤を対象とし、バックホウに取り付けた攪拌装置で混合攪拌を行う。 ・玉石地山ではいずれの工法でも攪拌作業が不可能。	・全旋回オールケーシング（φ1 500）で掘削し、コンクリートで置換する。 ・玉石地山での施工は問題なし。 ・施工ピッチ1 400mm×1 400mm	・ボーリングマシンで所定の深度まで削孔し、セメントミルクを高圧噴射しながらロッドを引き抜き地盤改良を行う。 ・玉石背面の改良が難しい。 ・施工ピッチ2 000mm×2 000mm
概算数量	二重管ダブルパッカー N=1 156本	中層混合改良V=5 300m ³	φ1 500 N=588本	φ2 400 N=272本
概算工程	削孔2台、注入4台 100日≒4.3ヶ月	-	1台施工 669日≒29.1ヶ月	削孔2台、造成1台 113日≒4.9ヶ月
経 済 性	0.5	0.1	1.1	1.0
総合評価	×	×	△	○

3. 対策工の検討

(1) 検討方針

河川交差部のような小土かぶり区間では、地表または坑内からの対策が考えられ、地表からは開削トンネルや地山改良、坑内からは長尺フォアパイリングや注入式フォアポーリングなどの対策がそれぞれ考えられる。

まず、河川交差部に対する対策工として、土工事を主体とする開削トンネルでの対応を検討した。例えば、切土勾配を1：1.0とした場合、掘削範囲は法肩で横断方向が約50mでトンネル進行方向に約190m、掘削深さは約15mとなる。この場合、河川と町道の切り回しおよび取り合いが課題となり、長期間にわたる町道の通行止めが避けられないこと、河川切り回しには開削部を跨ぐ仮設水路橋が必要となるなど大規模な工事となり、濁水の発生等の周辺環境への負荷も危惧され、さらには周辺用地の制約や河川管理者との協議など課題が多く、経済性と工期遅延リスクの問題等から、合理的な対策工ではないと判断した。

次に、小土かぶりの未固結地山でのトンネル施工では、事前に地表から地盤改良等の対策を行い、地山の強度を確保してから掘削することが確実性が高く、新幹線工事においても施工実績が多い³⁾。また、河川交差部における坑内からの対策では、補助工法の注入材が河川へ流出することが懸念される。

以上より、河川交差部における対策工、特に河川直下においては、地表からの地盤改良工法を基本に検討することとした。具体的な改良工法を選定する過程においては、礫径が大きく礫混入率の高い砂礫地山に対する適正および改良効果をいかに評価するかが課題となった。

地表からの地盤改良工の施工範囲は、工程と経済性に大きく関与する。よって、河川交差部全域に分布する未固結地山に対する対策としては、地表からの地盤改良工を採用する区間と、坑内からの補助工法を採用する区間に区分する方針とした。坑内からの補助工法は、同一地山で土かぶり条件も類似する札幌方坑口からの掘削完了区間における補助工法の施工実績を評価し、地山に最適な工法を選定することとした。

(2) 地表からの対策工の検討

地盤改良工法の比較検討結果を表-1に示す。地表からの地盤改良工法の選定においては、「玉石が多く混入する未固結の砂礫層において、確実に地山を改良し強度を確保できること」が工法選定のキーポイントとなる。以下、表-1に示した比較検討結果の概要を述べる。

薬液注入工法は、ボーリングマシンで所定の深度まで削孔し、セメント系注入材を注入する工法で経済性に優れる。しかし、通常の注入方法や注入材では、玉石地山に限らず地山強度の向上までは期待できない。

浅層から深層までを対象とする混合改良工法は、攪拌装置からセメントスラリーを噴出し回転翼で混合する工法で経済性に優れる。軟弱地盤では均質な改良体の造成が期待できるが玉石地山では攪拌作業が不可能となる。

全旋回オールケーシング工法は、全旋回オールケーシング掘削機（φ1 500）で所定の深度まで掘削し、コンクリートを打設することで地山を置換する工法で経済性は劣る。玉石地山での施工に問題は無いが、大型の施工機械が必要となり、本現場の施工条件では、複数の機械を導入が不可能であることから工程遅延が課題となる。

玉石地山を対象とした高圧噴射攪拌工法は、ロータ

リーパーカッション式ボーリングマシンで所定の深度まで先行削孔し、セメントミルクを高圧噴射しながら回転ロッドを引き抜き、地山を切削しながら改良する工法で経済性は劣る。玉石地山では、玉石により改良径は小さくなるのが危惧されるが、施工機械が小型であり複数の機械を導入が可能で工程短縮が期待できる。

以上から、玉石地山で地山改良強度が確保できる工法は、全巡回オールケーシング工法と高圧噴射攪拌工法であるが、現地の施工条件等も考慮の上、総合的に判断して高圧噴射攪拌工法を採用することとした。

採用した高圧噴射攪拌工法（Megaジェット工法）は、N値50～100の砂質土において、有効改良径が $\phi 3\,300\text{mm}$ の超大口径の改良体が造成できる工法である。しかしながら、改良対象地山には玉石が多く混入するため、現地近傍の同一地山と想定される箇所において試験施工を実施し、改良径に対する礫補正を考慮し設計に反映する手順とした。

トンネル横断方向の改良範囲は、脚部の地耐力不足が懸念される場合、門型とする事例が多い³⁾。本現場の同一地山で土かぶりが1.5D程度までの掘削実績では大きな沈下が発生していないこと、および礫混入率が高いことから脚部の地耐力に問題はないと判断した。

図-4に、トンネル横断方向における地盤改良の領域と改良幅を示す。トンネル横断方向における改良範囲は、トンネル天端120度の範囲とし、天端部で深さ2mかつトンネル両側に2m以上の幅を確保する計画とした。なお、図-4では、後述する試験施工によって得られた改良径に対する礫補正を考慮して、改良径を $\phi 2\,300\text{mm}$ としている。

図-5に、河川交差部付近の土かぶり区間に対するトンネル縦断方向の対策工範囲を示す。図-5には後述する坑内からの補助工法の採用範囲も記している。

地表からの地盤改良の施工範囲は、ハシノスベツ川の両護岸斜面の頭部から、トンネルSL部と交差する45度の範囲をトンネルが河川の影響を受ける範囲として延長 $L=35.0\text{m}$ の区間を選定した。坑内からの補助工法を採用する区間はおおむね土かぶり1D以下で町道を通する区間として河川両側に選定した。

図-6に、河川交差部における地盤改良範囲と仮設設備の配置図を示す。河川部における地盤改良は、事前に切回し水路を施工し、護岸コンクリート等の既設の河川構造物を撤去した後に、河川部を埋め戻して施工する。切回し水路はトンネル掘削に伴う沈下と表層水の地山への浸透を考慮して、トンネル直上の影響範囲に対してはコルゲートフリューム、その他の範囲は布製型枠と底盤コンクリートの構造とした。また、第三者への影響を考慮して、町道も切回しを計画した。

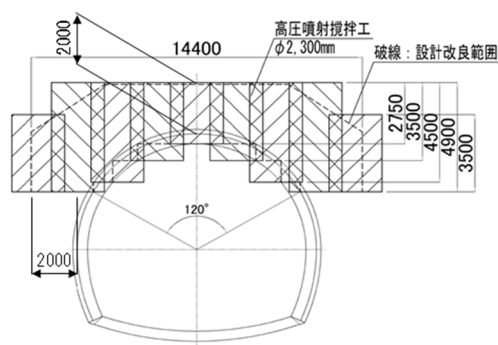


図-4 トンネル横断方向における地盤改良域と改良幅

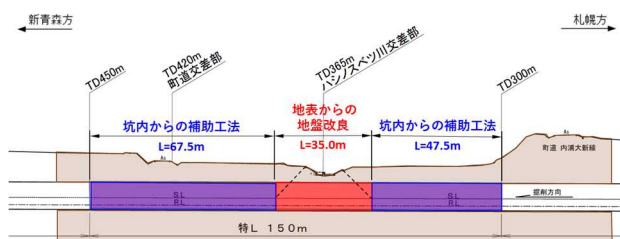


図-5 トンネル縦断方向の対策工範囲

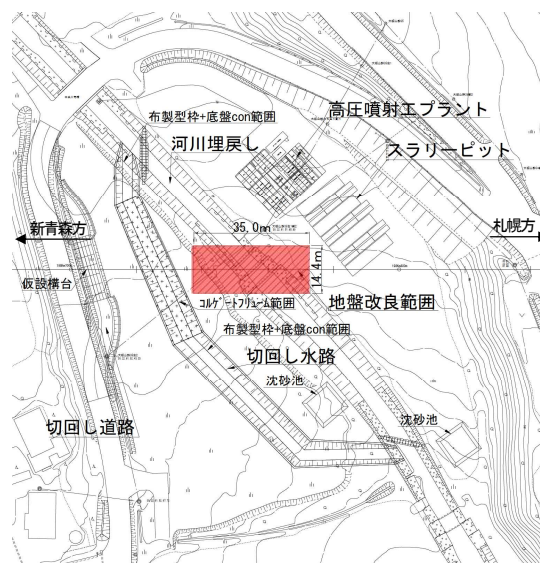


図-6 河川交差部周辺の地盤改良範囲と仮設設備の配置

(3) 坑内からの補助工法の検討

補助工法の比較検討結果を表-2に示す。補助工法の検討は、掘削完了区間の施工実績、二次元FEM解析による地表面沈下量の予測解析、前方変位計測結果および経済性を考慮し総合的に判断する。

まず、札幌方坑口からの土かぶり区間（TD0m～TD55m間）では、地山および土かぶり条件がハシノスベツ川交差部付近とほぼ同一の条件となっているため、この区間における施工実績について述べる。この区間では、長尺フォアパイルを1シフト施工したが、小崩落が

表-2 補助工法の比較検討表

工 法 名	注入式フォアポーリング 施工間隔2m	注入式フォアポーリング 施工間隔1m	長尺フォアパイリング 施工間隔6m
工 法 概 要	自穿孔ボルト L=4m φ32mm 天端120度範囲, ctc60cm 17本、18本千鳥配列/シフト 1シフト長：2m シリカレジン：53kg/本	自穿孔ボルト L=4m φ32mm 天端120度範囲, ctc60cm 17本、18本千鳥配列/シフト 1シフト長：1m シリカレジン：53kg/本	鋼管 L=12.5m, φ114.3mm 天端120度範囲, ctc60cm 17本/シフト 1シフト長：6m シリカレジン：135kg/本
施 工 実 績	変位量小さい	変位量小さい	小崩落あり
二次元FEM解析	地表面沈下量 10.9mm	地表面沈下量 10.9mm	地表面沈下量 10.8mm
前方変位計測	先行緩み領域 8m	先行緩み領域 6m	先行緩み領域 5m
経 済 性	1.0	2.0	2.8
総 合 評 価	◎	○	△

確認されたため、その後は注入式フォアポーリングと鏡吹付けを併用して施工した。本補助工法の施工区間では地表面沈下、天端沈下、内空変位量ともに小さく、これらの補助工法が未固結砂礫層（Ti2-g）における天端、切羽の安定化対策として効果的であった。よって、ハシノスベツ川交差部付近においても注入式フォアポーリングと鏡吹付けの併用が効果的であると考えられる。

次に、長尺フォアパイリングと注入式フォアポーリングの地表面沈下抑制効果を比較するために、土かぶり6mのTD320m地点での二次元FEM解析による地表面沈下量の予測解析を実施した。解析に使用した弾性係数は掘削完了区間の計測結果を基に逆解析で算出した。その結果、前者の地表面沈下量が10.8mm、後者が10.9mmとなり、地表面沈下抑制効果は同程度となった。

最後に、札幌方坑口からの小土かぶり区間（TD10m～TD100m）において実施した切羽前方変位計測による緩み領域の測定結果を述べる。本現場で採用した切羽前方変位計測は、切羽面に水平ボーリングを実施し専用ケーシング管を埋め込み地山と密着させ、専用計測機器を切羽の進行毎に挿入し、掘削に伴う切羽前方地山の変位量（切羽押し出し方向）を測定することによって、先行緩み領域を推定することができる。本測定結果から、先行緩み領域は長尺フォアパイリングにおいて切羽前方5.0m、注入式フォアポーリングの施工間隔1mにおいて6.0m、施工間隔2mにおいて8.0m、補助工法がない場合では8.0m～10.0m程度となった。したがって、緩み領域が大きいほど切羽到達までに緩む地山が多くなり、地表面沈下などの変位量が大きくなると考えられるため、注入式フォアポーリングより長尺フォアパイリングの方が地表面沈下量の抑制には有利であると考えられた。

以上3つの検討結果と経済性より、坑内からの補助工法は、緩み領域は大きいものの変位抑制の効果が期待でき、経済的にも優れた注入式フォアポーリングの施工間隔2mを採用することとした。なお、トンネル縦断方向の施工範囲については、図-5に既に記した。

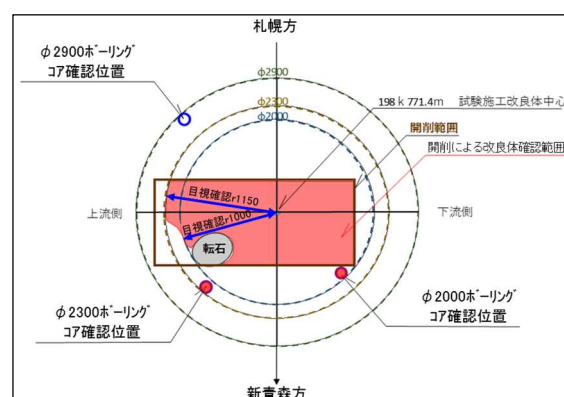


図-7 試験施工におけるコアボーリングの位置と開削による改良体の確認範囲

4. 対策工の施工

(1) 高圧噴射攪拌工法の試験施工

ハシノスベツ川左岸の同一地質箇所において、高圧噴射攪拌工法の試験施工を実施した。試験施工は、目標改良径φ3300mmの改良体を築造する目的で施工し、その後、所定の位置（φ2000mm、2300mm、2900mm）でコアボーリングによる確認を実施した。図-7に、試験改良体のコアボーリングの位置と開削による改良体の確認範囲を示す。採取コアのフェノール反応（セメントの含有によって反応色を呈する）から、φ2000mmおよび2300mmにおいて改良体を確認したがφ2900mmでは確認できなかった。さらに、開削により改良体を目視観察したところ一部転石の箇所でその背面が未改良の箇所があったが、改良径φ2300mmまでは概ね良好な改良体を確認された。以上の結果より、図-4にも記したように、改良体径は試験施工結果からφ2300mmに確定した。

(2) 高圧噴射攪拌工法の施工と検証

高圧噴射攪拌工法の施工平面図を図-8に、標準施工断面図を図-9に、施工状況写真を写真-1にそれぞれ示す。

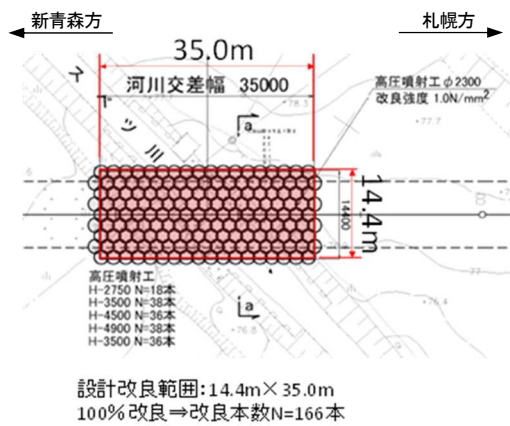


図-8 高圧噴射攪拌工法の施工平面図

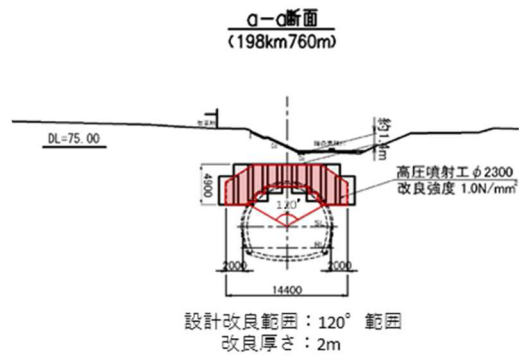


図-9 標準施工断面図



(a) 切回し水路と高圧噴射攪拌工法の作業ステージ



(b) 高圧噴射攪拌工法の施工状況

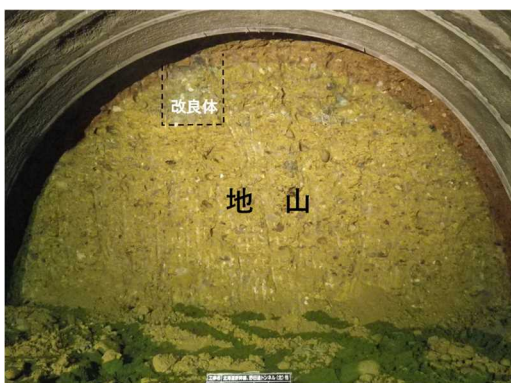


(c) スラリーピット排泥処理状況



(d) 切回し道路施工状況

写真-1 施工状況写真



(a) TD346m (設計改良範囲から1.5m手前)



(b) TD376m

写真-2 切羽で確認された改良体の状況

改良体の施工範囲は延長がTD347.5～TD382.5mの35.0m、幅14.4mで施工本数は166本である。さらに、写真-1に示したように、先行削孔のためのロータリーパーカッション式ボーリングマシンと施工機械を各2台配置し施工することで、一日当たり施工本数を1本から5本に改善し工程を短縮した。改良体造成時に排出されるセメント混じりのスラリーは、軽量鋼矢板と底盤コンクリートで構築したピットに貯留し、セメント分の流出を防止した。なお、スラリーは固化後ダンプに積載し産廃処理場へ搬出した。

トンネル切羽での改良体の状況を写真-2に示す。改良体は計画位置手前2mから切羽に部分的に露出しはじめ、計画位置ではトンネル天端120度範囲に密実に構築されていることが確認できた。また、天端の上部地山に改良体があることから天端からの湧水が少なく、トンネル掘削は非常に順調かつ安全な施工が実施できた。

(3) 坑内からの補助工法の施工と注入結果

坑内からの補助工法として、注入式フォアポーリングをTD300m～TD346mの46m間に24シフト、TD380m～TD452m間の72m間に40シフト施工した。注入式フォアポーリングの施工断面図を図-10に示す。注入式フォアポーリングのボルト長はL4mで周方向のボルト打設間隔は60cm、打設本数は1断面当たり17本と18本の千鳥配置とした。切回し水路直下となるTD388m～TD396m間は1mシフトで施工し、それ以外は2mシフトで施工した。注入材はシリカレジンとし、注入量は砂礫地山であることを考慮して算出し一本あたり53kgとした。注入率は平均84%であり、いずれのボルトも改良効果が期待できる初期圧+0.5MPa以上となっていて、地山に対して不足無く

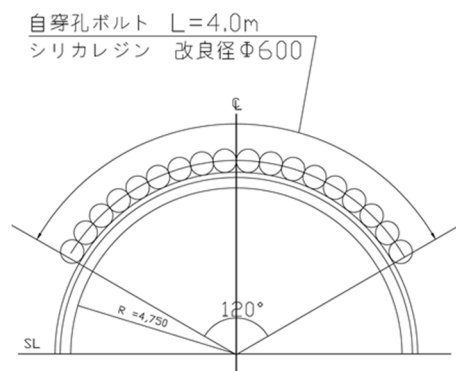


図-10 注入式フォアポーリング施工断面図

注入したことから十分な改良効果を期待できた。

また、地盤改良とのラップ部に施工したTD346mとTD380mでの注入率はそれぞれ46%と22%と低かったことから、改めて高圧噴射攪拌工法の改良効果を確認できた。なお、切回し水路直下の1mシフトで施工した区間の注入率は90%であった。以上の結果より、トンネル掘削時に天端の崩落等は無く、補助工法の選定が妥当であったことが示された。

(4) 計測結果

トンネル地表面の沈下量とトンネル坑内の天端沈下量、SL部の内空変位量の計測結果を、図-11にまとめて示す。図-11には、管理レベルとして天端沈下量を一点鎖線、地表面沈下量と内空変位量を破線で記した。なお、管理基準値は、桜井による限界ひずみ法により定めた⁴⁾。

地表面沈下計測の結果は、TD300m～TD382.5m間で沈下方向に1mm～20mmとなり管理レベルⅠ以内であり、TD382.5m以降は15mm～28mmで管理レベルⅠ～Ⅱと、や

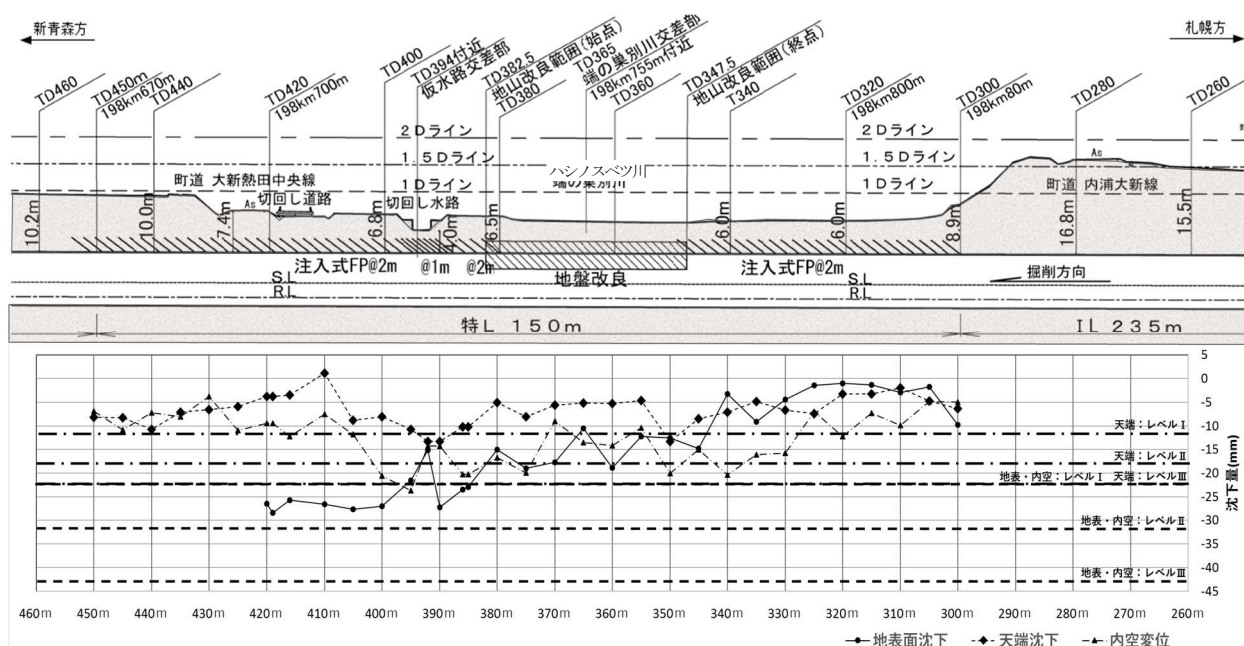


図-11 計測結果まとめ

や大きな値となったが問題となるレベルではなかった。一方、天端沈下と内空変位計測の結果は、いずれも小さな変位量であり概ね管理レベル I 以内で推移した。

また、TD420m付近の町道舗装面の沈下計測結果は、トンネルセンター直上で19mmという結果で、局所的な沈下箇所も見られず、舗装の補修も不要であった。

以上の計測結果から、河川交差部において実施した地表からの対策工および坑内からの補助工法が有効に機能しその効果が十分発揮されたことが確認できた。

5. おわりに

本報告では、河川交差部となるハシノスベツ川直下の小土かぶり区間において、地表からの地盤改良として高圧噴射攪拌工法を、坑内からの補助工法として注入式フォアポーリングを採用した検討経緯およびその施工結果について述べた。

本トンネル工事は、ハシノスベツ川直下の小土かぶり区間の掘削を無事完了し、現在、掘削延長で約TD 1 000mに達した。切羽地質は段丘砂礫から新第三紀の泥岩に変化しており、泥岩の泥濘化や長期的な視野にたったインバートへの影響などに対する検討が今後の課題と

いえる。また、小土かぶりで河川を横断する箇所がさらに2箇所あること、工区の最も起点側において古い地すべり地直下をトンネルが通過することなど課題がある。今後の施工実績に関しても適時報告できるよう努めたい。

謝辞：本工事の設計および施工にあたり、多大なるご支援、ご指導をいただいた関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 野々村政一・井浦智美・崔瑛・岸田潔・木村亮：小土かぶり未固結地山における事前地山改良工による地山安定性の評価に関する一考察，地盤工学ジャーナル，Vol.8，No.2，pp.165-177，2013.3.
- 2) 斎藤荘英・石山民一・田野彰一・芳賀宏，側壁脚部に軟弱層を伴う地山を地表より改良－東北新幹線北トンネル，赤平トンネル－，トンネルと地下，Vol.39，No.6，pp.7-14，2008
- 3) 中村信・袋井昇・小林幸多・澤正武，河川下に小土かぶりのトンネルを掘る－北陸新幹線 高峰トンネル東工区－，トンネルと地下，Vol.38，No.11，2007
- 4) (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p.264，2008.4.

(2017.8.11 受付)

COUNTERMEASURE OF HOKKAIDO SHINKANSEN TUNNEL ACROSS THE RIVER UNDER VERY SHALLOW OVERBURDEN

Taro AKASHI, Yoshihiro KOMURO, Hiroomi URAKAWA,
Kunihiko KONDO and Hideyuki MURAYAMA

Hokkaido Shinkansen from Shin-Hakodatehokuto station to Sapporo station is now under construction. The Nodaoi tunnel of Hokkaido Shinkansen as 8 165m total length is now planning and excavating from North(Sapporo) and South(Shin-Hakodatehokuto) side. The Nodaoi tunnel (North side) as 4 490m length locate at Yakumo-cho, the south side of Hokkaido. The geology of this tunnel is composed of unconsolidated weak gravel between from the portal to TD750m(TD; Tunnel Distance), and the tunnel across the river under very shallow overburden less than 1D(D; tunnel width) between from TD300m to 450m. There is less than 3m overburden at the across point TD370m of the Hashinosubetsu river. Then it is necessary to plan the countermeasure for this across area of the river. This paper describes the case study of the countermeasure from ground surface and tunnel inside at Nodaoi tunnel(North side).