

大量湧水が発生する長大トンネルの施工

Construction of the Long Tunnel with Much Spring Water

木佐一 伸*1
Shin Kisaichi

森山 祐三*1
Yuzo Moriyama

阪口 治*2
Osamu Sakaguchi

要旨

九州新幹線(西九州)、新長崎トンネル(東)他工事は、トンネル工事延長3,885mの長大トンネル工事である。地質は熱水変質安山岩と安山岩質凝灰角礫岩が主に分布しており、掘削中には被圧した集中湧水が生じるなど施工の難易度が高いトンネル工事であった。また、長大トンネル工事特有のベルトコンベアを用いた掘削ずりの搬出、栈橋を用いたインバートの施工を行った。本報告ではこれらの施工方法や技術的留意点を含め、長大トンネル工事に関する施工報告を行う。

キーワード：長大トンネル 集中湧水 ベルトコンベア インバート 栈橋

1. はじめに

本工事は、九州新幹線(西九州ルート)で建設するトンネルのうち、終着駅である長崎駅に最も近い新長崎トンネル(L=7,460m)の東側(L=3,885m)を山岳トンネル工法(NATM)で構築する工事である(図1、2)。地質は長崎火山岩類と呼ばれる熱水変質安山岩と凝灰角礫岩類を主体(図3)とし、比較的硬質であるものの、破碎帯の出現や湧水の発生が懸念されていた。

トンネルの施工は2014年5月より本坑へ進入するための横坑掘削(L=21m)を開始し、同年7月より本坑の掘削に着手した。同年12月よりインバート、2015年2月より覆工コンクリートの施工を開始した。ベルトコンベアによる掘削ずりの搬出は、掘削が900mを超えた2015年3月より開始した。掘削期間中、集中湧水に遭遇しながらも2017年5月に、約3年の歳月をかけて3,885mの掘削を完了した。その後、2019年1月にインバート工、覆工コンクリート工を含め全線のトンネル施工を完了した。



図1 西九州ルート



図2 新長崎トンネル位置

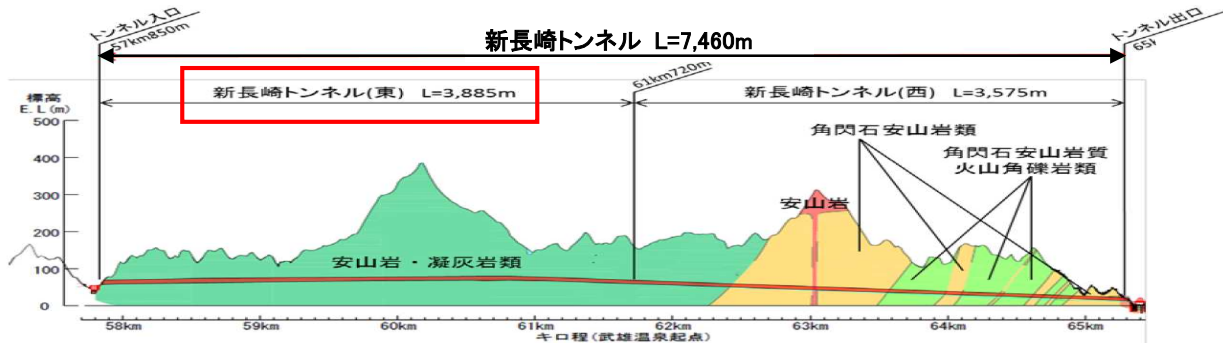


図3 新長崎トンネル地質縦断

*1 九州支店 土木部

*2 技術本部 土木技術部

2. 工事概要

新長崎トンネル（東）他工事の概要を表1に示す。

工事延長は3,941mであり、トンネル工L=3,885m、橋りょう工L=47mを含む工事である。トンネル掘削は全体工程を短縮する目的で、本坑の起点側坑口部より50mの地点へ横坑にて進入し、終点側900mまで掘削後、起点側坑口部へ貫通させた。

本坑の地山は当初想定されていたよりも湧水が多く、部分的な脆弱層が出現するなどにより、掘削中、集中湧水や背面水圧の影響から地山の崩落等が懸念された。そのため、必要に応じて水抜きボーリング工や先受け工を併用しながら掘削を進めた。

トンネル坑内の湧水量は掘削が進むにしたがって増加し、最大で7,000L/minに達した。湧水量が急激に増加した箇所では清水と濁水を分離し、濁水のみを場内のプラントで処理していたが、処理量は想定よりも多く、段階的に処理設備を増設した。

表1 工事概要

工事名称	九州新幹線(西九州)、新長崎トンネル(東)他工事	
工事場所	長崎県長崎市現川町	
工期	2013年3月1日～2019年6月28日	
発注者	(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 九州新幹線建設局	
施工者	鴻池組・日本国土開発・西武建設・竹下建設 特定建設工事共同企業体	
延長	工事延長L=3,941m、トンネル延長L=3,885m、橋りょう工L=47m	
施工法	断面	内空断面積A=66.8m ² 、幅員W=8.255m
	施工法	NATM
	掘削方式	発破掘削
	掘削工法	補助ベンチ付き全断面工法
	補助工法	長尺鋼管先受け工、注入式フォアボーリング工
濁水プラント	120m ³ /h → 240m ³ /h → 360m ³ /h(増設)	

3. 湧水状況と水抜きボーリング

当初より地下水位が比較的高く、地上に多数の沢地形が存在することがわかっており、多亀裂帯の掘削時には大量の湧水が発生することが予測されていた。

そこで、トンネル掘削に際しては削孔検層を実施し、切羽前方の地質、岩盤の強度、帯水状況などを確認した。これら削孔検層の結果と掘削時の切羽観察より、切羽前方に被圧水が存在し、掘削時にトンネルへ影響が出ると予測された場合には、長尺水抜きボーリング(φ135mm)を実施した(表2)。実施箇所は、大量湧水の想定箇所が中心となった(図4)。

表2 長尺水抜きボーリング実施一覧

No.	トンネル距離	位置	径(mm)	削孔長(m)	湧水量(L/min)	備考
1	TD.900m	左側壁	φ135	50.5	300	切羽より集中湧水
2	TD.910m	左天端部	φ135	16.0	100	補助的水抜き(短尺)
3	TD.1,044m	左側壁(拡幅)	φ135	100.0	150	
4	TD.1,140m	左側壁(拡幅)	φ135	150.0	300	
5	TD.1,239m	左側壁(拡幅)	φ135	90.0	60	
6	TD.1,616m	右側壁	φ135	100.5	410	
7	TD.1,616m	左側壁	φ135	100.5	550	切羽より集中湧水
8	TD.1,706m	左側壁	φ135	100.5	55	
9	TD.1,706m	右側壁	φ135	95.0	160	

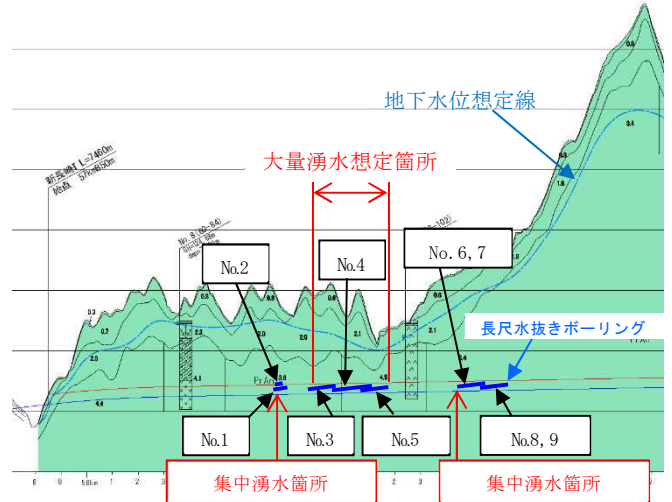


図4 長尺水抜きボーリング実施位置

3.1 No.1、No.2 長尺水抜きボーリング

TD. (Tunnel Depth の略、坑口からの距離) 914m 掘削中、集中湧水が生じた。湧水は左肩部の亀裂から噴出するような状況であったため、かなり被圧していると考えられた(写真1)。そこで、切羽背面の地下水圧を低下させる目的でTD. 900m 左側壁部よりNo.1 ボーリング(φ135mm、L=50m)を実施した(写真2)。さらに、TD. 910mの天端付近に高水圧の作用が原因と思われる吹付けコンクリートの亀裂が生じており、早急に水圧を低下させる必要があると判断し、集中湧水が確認された箇所から切羽方向に向けて補助的なNo.2 ボーリング(L=16m)を実施した。



写真1 噴出する湧水



写真2 水抜きボーリング施工状況

3.2 No.3～No.5 長尺水抜きボーリング

事前の電気探査の結果(図5、6)からTD. 1,315mを中心として、比抵抗値が低下していたため、この区間では大量の地下水が賦存すると予測されていた。そこで、TD. 1,044mを

水抜きボーリングの開始位置とし、連続して長尺水抜きボーリングを実施することとした。実施位置は湧水が想定される切羽に向かって左側とし、トンネル軸と平行に設置できるように、下半の一部を拡幅してボーリング工を施工した。長尺水抜きボーリングは、TD. 1, 044m でNo.3 ボーリング (φ 135mm、L=100m)、TD. 1, 140m でNo.4 ボーリング (φ 135mm、L=150m)、TD. 1, 239m でNo.5 ボーリング (φ 135mm、L=90m) を実施した (写真 3)。No.5 で湧水量が低下したため水抜きボーリングの施工は終了した。

湧水量の最大は、No.4 ボーリングの 300L/min であった。これらのボーリングの結果、切羽上半部での湧水は減少し、集中湧水に伴う崩落を防止し、大量湧水想定区間を無事通過することができた。

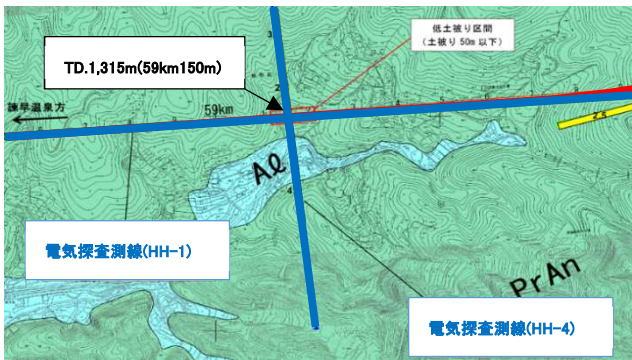


図 5. 電気探査実施位置

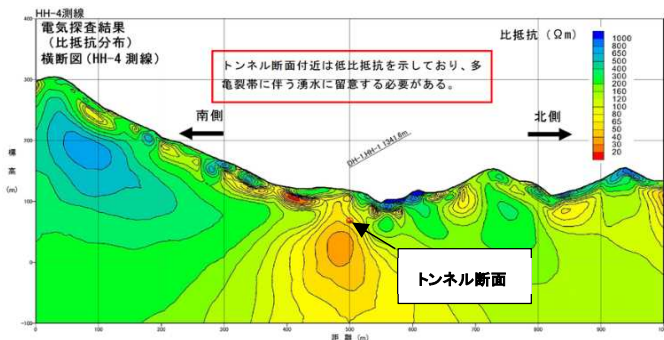


図 6. 電気探査による比抵抗分布図



写真 3 No. 3 長尺ボーリング実施状況

3.3 No.6~No.9 長尺水抜きボーリング

TD. 1, 608m で、被圧を伴う集中湧水が生じ、水抜きボーリングにより切羽背面の水圧を低下させながら掘削を進め

た。しかし多亀裂な地山が継続する状況が想定され、広い範囲で湧水が生じると判断したため、長尺水抜きボーリングを実施した。

岩盤亀裂の方向性が不規則であり、帯水層の位置が予測できなかったため、TD. 1, 616m の左右両側壁部から実施することとし、切羽前方へ向けて右側No.6 ボーリング (φ 135mm、L=100m)、左側No.7 ボーリング (φ 135mm、L=100m) を実施した。湧水量はNo.6 で 410L/min、No.7 ボーリングで 550L/min を観測 (写真 4) した。施工後は 2 日程度で湧水量、湧水圧ともに減少し、ボーリングの効果が確認できた (図 7)。帯水エリアがさらに広がり有している可能性があったため、TD. 1, 706m 左右側壁部より切羽前方へ向けてNo.8、No.9 ボーリングを実施したが、湧水量は 55L/min、160L/min であった。



写真 4 No. 7 ボーリング孔湧水状況

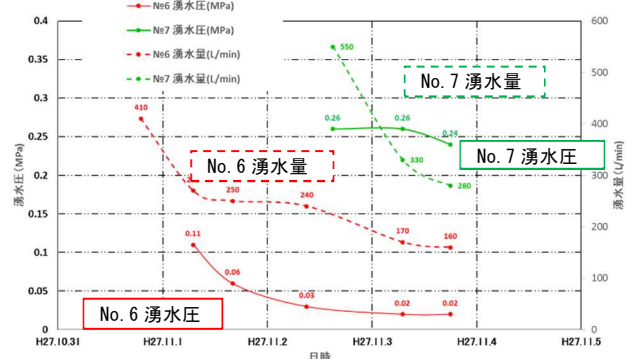


図 7 No. 6, 7 ボーリングの湧水量と湧水圧の経時変化

3.4 湧水状況と湧水処理

坑内湧水は、集中湧水や水抜き孔からの湧水により一時的に増加したり、地下水圧の低下とともに減少することを繰り返しながら、トンネル掘進とともに徐々に増加していった (図 8)。TD. 2, 840m から縦断線形が下り勾配となった関係上ポンプによる強制排水を行っていたが、TD. 3, 760m 付近で SL 下からの湧水量が極端に増加し (写真 5)、総湧水量は最大 7, 000L/min まで達したため、強制排水能力が不足し、坑内が一時水没した (写真 6、7、図 8)。このため、排水配管系統および水中ポンプを増設した。



写真5 湧水状況 (TD. 3760m)



写真8 濁水処理設備 (360m³/h) 設置状況



写真6 急増した湧水による水没状況 (TD. 3760m 付近)



写真9 坑内清水分離状況



写真7 坑内からの排水状況 (5000L/min)

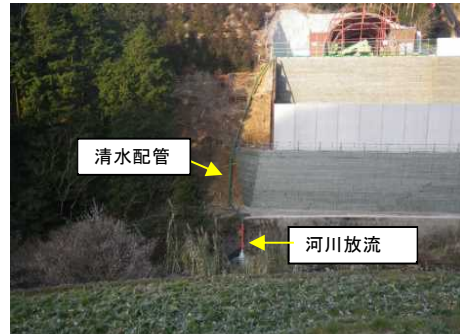


写真10 清水の放流状況

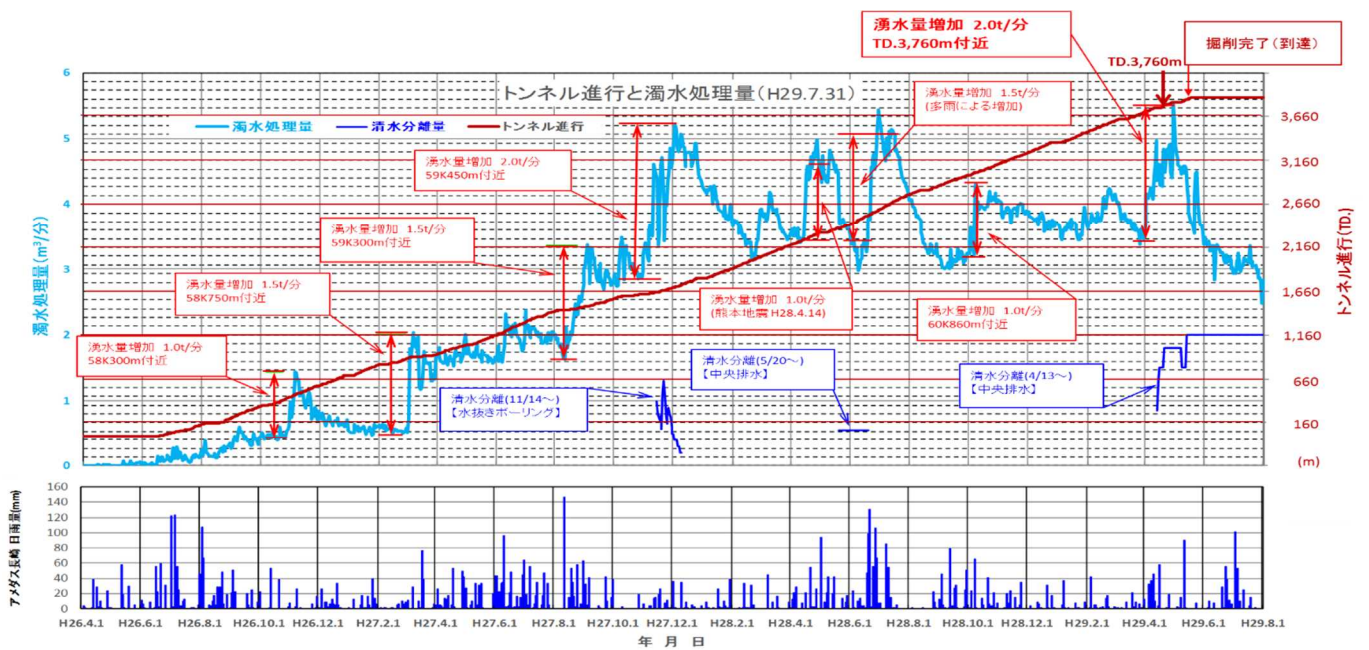


図8 トンネルの進行と濁水処理量の経時変化

濁水処理設備の能力は当初 120m³/h で処理していたが、処理量が能力の 80%に達する毎に設備を段階的に増設し、最終的に処理能力 360m³/h まで増設することとなった（写真 8）。また、集中湧水（水抜きによる湧水を含む）や多雨による急激な湧水の増加に対応するため、積極的に清水分離を実施（写真 9、10）して清水を直接河川へ放流することで濁水処理量を削減し、濁水が流出することによって環境への影響がでないように細心の注意を払った。

5. ベルトコンベアを用いた掘削ずりの搬出

本トンネルでは、掘削残土の搬出に連続ベルトコンベア「ベルコン方式」（図 9）を採用した。坑内の掘削ずりは、サイドダンプ式ホイールローダーで切羽に設置したクラッシャーへ投入し、ベルトコンベアを経由して坑外ズリ仮置場へ搬出する（写真 11）。

連続ベルトコンベア設備は、切羽側から順にクラッシャー（写真 12）、テールピース台車（写真 13）、ストレージカセット（写真 14）、メインドライブ装置（写真 15）で構成されるが、ベルトの張力制御の要因から一般にメインドライブからテールピース台車までの連続ベルコン延長は 2,500～3,000m が望ましいとされている。本トンネルはトンネル延長 3,885m であり、メインドライブからテールピース台車までの延長が最大約 3,700m となることから、乗換え設備と中間ドライブ設備からなる「中間ブースター設備」（写真 16）を設置する必要があるがあった。そこで坑口から 2,580m 地点にこの中間ブースター設備を設置し、インバート施工の妨げとならないよう、最終的に坑口から 2,800m 地点に移設した。

連続ベルコン導入時期は、覆工用の全断面スライドセントルを組立・搬入後となることから、切羽の進行が坑口から 940m 時点からの適用とした。

「ベルコン方式」を採用した結果、坑内のずり出し用ダンブトラックの走行がなくなり、排気ガスによる坑内環境の悪化を防止することができた。また、坑内を通行する他の工事用車輛や職員、作業員の安全性が向上した。さらに、坑内路盤の管理が容易となり、作業サイクルの向上につながった。

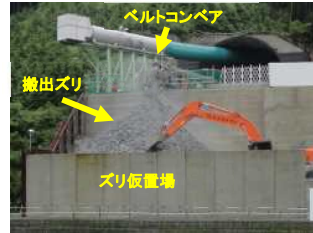


写真 11 ズリ仮置場



写真 12 クラッシャー



写真 13 テールピース台車



写真 14 ストレージカセット



写真 15 メインドライブ装置



写真 16 中間ブースター設備

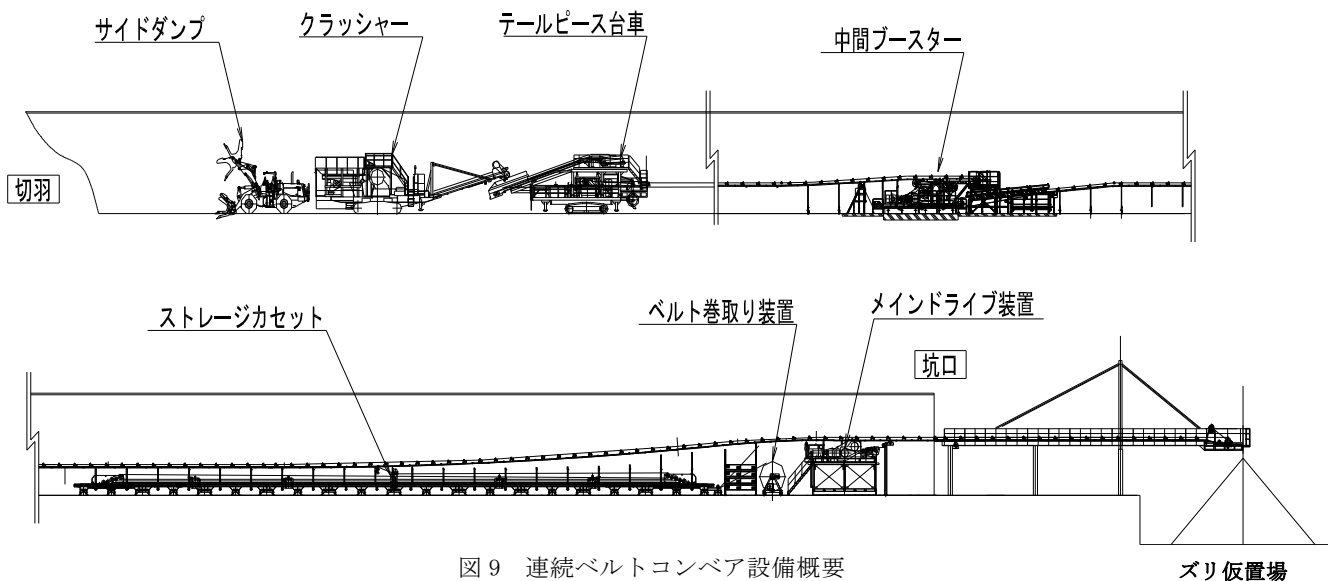


図 9 連続ベルトコンベア設備概要

6. 栈橋を用いたインバート施工

トンネル切羽への通行路を確保しながら、インバートを施工するためには、左右に分割して施工する方法と栈橋を使用して全断面で施工する方法がある。本トンネルは施工基面幅が約8mと狭く、分割施工すると車両通行路が確保できないことから、栈橋を用いたインバート施工を行った。使用したインバート栈橋は、インバート1ブロックの延長となる10.5mの径間を確保できるように有効支間長14.0mとした(図10)。

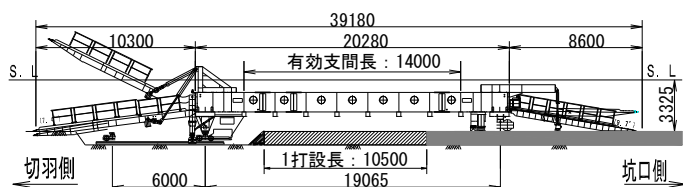


図10 インバート栈橋構造(全長39.18m)

掘削は栈橋の切羽側斜路を跳ね上げ、その下部で行った(写真17)。車両通行の際は、作業を一時中断し、栈橋の斜路を下ろすことで通行を確保した。栈橋の切羽側斜路下の延長は約6mであるため、延長5~6mを全断面で掘削し、掘削完了後、栈橋を切羽方向へ移動した。したがって2回の掘削で1ブロック10.5mの掘削を完了した。掘削残土は切羽側に一時仮置きし、コンクリート打設完了後に10t ダンプトラックで坑外に搬出した。



写真17 インバート掘削状況

コンクリートの打設は、栈橋に設置したシュートをを用いて行った。従来の跳ね上げ式インバート栈橋の場合、覆工板に6箇所と栈橋リブに片側7箇所、計20箇所の打設窓からシュートを用いて打設を行うが、インバート端部や中央通路部など、栈橋が障害となり、シュートが届かない箇所が生じる。そのため、コンクリートを人力で掻き上げる作業が発生し、作業員の負担が大きくなる。そこで、生コンクリートを受けるホッパーと回転式シュートが一体となった装置を栈橋側面に取り付け、これが電動ウインチで縦

断方向に移動できるようにした(図11、12)。これによりシュートの届かない箇所が無くなったため、生コンクリートをシュートで直接打ち込むことができ(写真18)、作業員の負担を軽減できた。

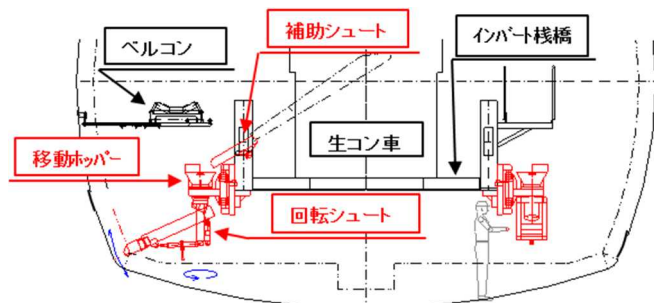


図11 電動ポッパー概要(横断図)

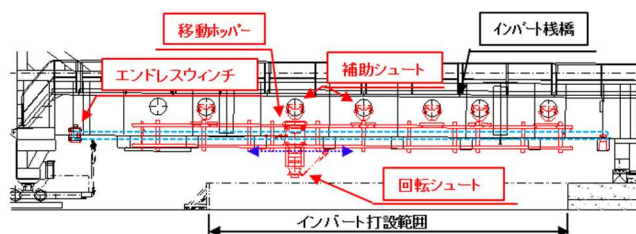


図12 電動ホッパー概要(縦断図)



写真18 インバートコンクリート打設状況

7. まとめ

本トンネル工事では、高い地下水位の中、高水圧を伴った集中湧水に遭遇したが、水抜きボーリングや的確な支保の強化によって、無事乗り切ることができた。また、トンネル工事延長が3,885mと長く、掘削、インバート、覆工と、それぞれ同じ作業を長期間にわたって繰り返すことになる。そのため、工事を安全かつ経済的に進めるにあたって、施工サイクルの短縮、作業員の負荷軽減および作業環境の改善は、通常のトンネル工事よりも重要となったが、施工設備や機械の適切な選定と工夫により、工程が遅延することなく安全に施工を完了することができた。

本報告が、今後の長大トンネル施工の参考になれば幸いである。