

上半先進工法で施工した坑口まさ地山のトンネル挙動特性

国土交通省東北地方整備局磐城国道事務所
清水建設(株)東北支店三和トンネル作業所
清水建設(株)土木技術本部地下空間統括部

河原 正儀
正会員 高野 浩司
正会員 楠本 太

1. はじめに

一般国道 49 号三和トンネルは、福島県いわき市三和地区に位置し、掘削断面積 94.5m²、延長 743m の 2 車線道路トンネルである。終点側坑口 DⅢa 区間の約 55m 間の斜面は、崖錐堆積物やまさが分布し、トンネル施工時に、天端の先抜けや切羽崩壊、過大な変位の発生などが懸念されたので、計測工 A による動態計測のもと、補助工を駆使した上半先進ベンチカット工法で施工した。その結果、初期変位速度で次施工を判断する方法の有効性が示されたのとこれによる挙動特性が明らかになった。

2. 地質・地形概要

地質は、花崗閃緑岩である。終点側坑口斜面は緩傾斜をなし、土砂化したまさと花崗閃緑岩の風化物が堆積した礫混り土砂の崖錐堆積物が約 6 m の層厚で分布する(図-1)。しかし、地すべり・崩壊等の不安定地形は認められない。坑口位置から約 20m 間は、トンネル全面に軟質なまさが出現し、この下部には、強風化花崗岩が分布する。これら区間での切羽集中湧水はない。

3. 支保構造と補助工仕様

トンネル支保構造は、標準的な坑口支保パターンの DⅢa である(図-2、表-1)。補助工は、土砂化した強風化岩やまさ、崖錐堆積物の上・下半掘削であり、アーチ部周辺地山の崩落、先抜けや鏡崩壊などが危惧されたので、まさや砂質土などの未固結土砂地山で高浸透注入が見込める特殊水ガラス系を注入剤とする長尺 GFRP 先受け工に長尺 GFRP 鏡補強工を併用した補助工を採用する(表-2)。

4. 施工方法

上半先進ベンチカット工法の機械掘削である。トンネル底盤部に強風化花崗岩の出現が見込めるので、トンネル構造の力学的安定は、インバート工による断面閉合で確保する。また、初期変位速度 30mm/day を目安にして、下半掘削と断面閉合時期を判断する。

5. 計測工概要

変形挙動は三次元自動測量・計測システムを用いて、12~24 時間毎に自動測定する。計測工 A 断面はトンネル軸キーワード：まさ、長尺先受け工、早期下半掘削、初期変位速度、挙動特性

連絡先：東京都港区芝浦 1-2-3 シーバンス S 館、Tel. 03-5441-0566、Fax. 03-5441-0510

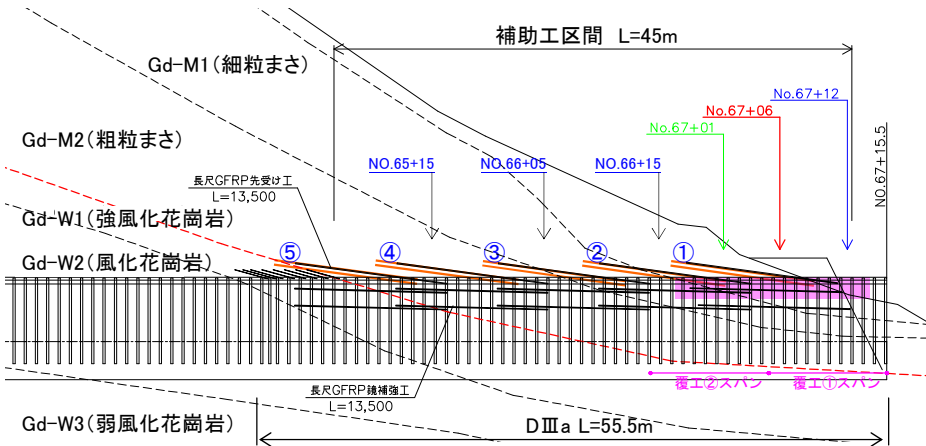


図-1 終点側坑口区間縦断図(補助工配置)

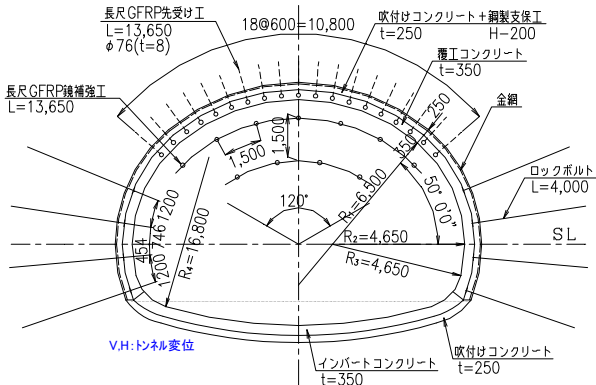


図-2 トンネル支保構造と計測点配置概要(DⅢa)

表-1 トンネル支保構造仕様(DⅢa)

1 掘進長(m)	1.00
吹付け厚(圧縮強度)	25cm (18N/mm ²)
鋼製支保工	H-200 (SS400)
ロックボルト本数	上・下半 8 本(L=4m), 176.5kN
断面閉合部材	吹付け厚 25cm

表-2 補助工仕様(DⅢa)

先受け工	・ GFRP 管, φ 76mm, L=13.5m, 19 本/断面 (アーチ 120°, p=600) ・ 注入材: 特殊水ガラス (535L/本)
鏡補強工	・ GFRP 管, φ 76, L=13.5m, 11 本/断面 (半径×周, p=1.5m) ・ 注入材: モルタル系 (80L/本)
1 シフト長	9.00m

方向 10m 間隔に設け、1 断面当たり測点数は 5 点である。

6. 計測結果と考察

早期の下半掘削により、トンネル支保構造体の力学安定性が高まったので、断面閉合は、下半掘削 1 ヶ月後に実施した。このことから、断面閉合以前のまのトンネル挙動特性は、図-3、図-4 から、以下のことが分かる。

(1) トンネル変位

①坑口から No. 66+15 位置までの全面まさ区間の天端沈下量は、70mm 以上と大きく沈下する。これの最大値は、105mm の沈下である。トンネル側部に強風化岩が現れる No. 65+16 の天端沈下は、19mm の沈下である。

②全面まさ区間の内空変位 H1 は、内空側に 30mm 以上変位し、最大値は 39mm である。トンネル側部に強風化岩が現れる No. 65+16 では、14mm 内空側に変位する。

③全面まさ区間では、変位比率 ($H1/V$) は 0.5 以下となり、天端沈下が卓越する。

(2) 地表斜面への掘削影響

①地表沈下 δv の最大値は、全面まさ区間の No. 67+01 で発生し、166mm の沈下である。

②SL 付近に強風化岩が現れる No. 66+06 では、地表沈下は 100mm になる。この位置の先行沈下比率 ($\delta o / \delta v$) は 86% で、全面まさ区間は 44% 以下となり、地表斜面は上半切羽通過後に大きく沈下する。

③上半切羽通過時変位 δo の最大値は、No. 66+16 で 60mm 発生し、先行変位は大きい。

(3) トンネルの安定性

最大天端沈下が発生した No. 67+06 での測点の沈下量の経時変化は図-5 に示す。これから以下のことが分かる。

①全面まさ区間の上半掘削では、上半切羽が計測断面を通過した 2 日後 (切羽距離で 6 m) に、37mm の天端沈下が発生した。上半切羽を 11m まで進めた 3 日後でも、収束傾向は見られず 62mm になった。

②この時点で、上半掘削を停止し、上半施工全区間の下半を掘削し、力学安定上有利なトンネル 5 心円構造を形成した。するとトンネル変位は収束傾向を示し、トンネル支保構造体の力学的安定は概ね確保できたが不安定挙動は、断面を閉合するまで継続する。

③全面まさ区間では、グランドアーチ形成によるトンネルの自立安定確保は困難である。早期閉合または底盤部周辺岩盤によるトンネル支保構造体の閉構造化がなされれば、トンネル支保構造体の力学的安定確保は可能である。

7. まとめ

トンネル底盤部に強風化花崗岩の出現が予想されたので、初期変位速度で次施工を判断する上半先進工法を採用した。その結果、坑口まさ地山での早期下半掘削は、支保構造体の力学安定確保に有効であるが示された。

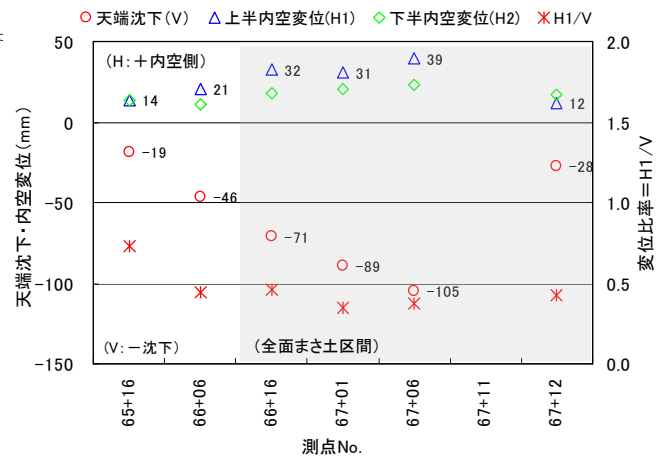


図-3 天端沈下と内空変位 (DⅢa)

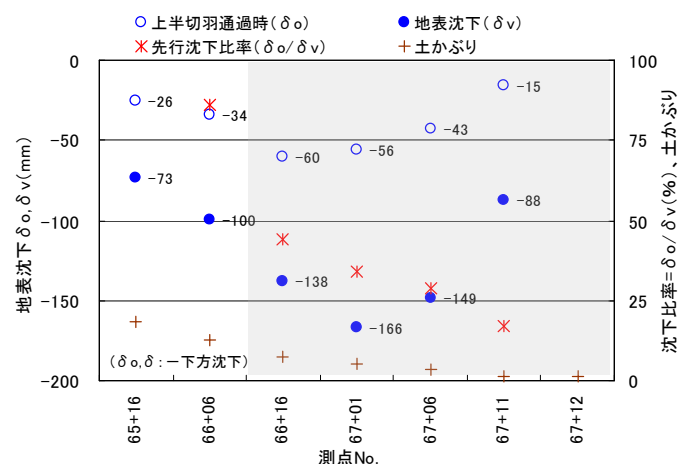


図-4 坑口斜面地表沈下 (DⅢa)

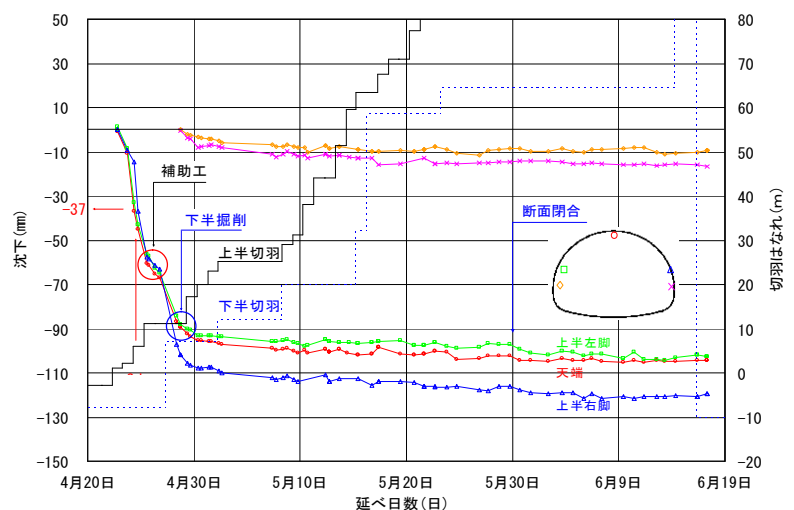


図-5 沈下の経時変化 (最大沈下が生じた No.67+06)