

強度不足地山の早期閉合トンネル安定性に関する考察

中日本高速道路(株)南アルプス工事事務所 正会員 ○佐藤 淳
中日本高速道路(株)南アルプス工事事務所 田丸 浩行
清水建設(株)地下空間統括部 正会員 楠本 太

1. はじめに

地山強度比が 1.0 を下回る強度不足地山では、吹付けコンクリートへの作用土圧を推定、これを保持するのに必要とする耐荷力を有する早期閉合トンネルを設計、全断面早期閉合工法を採用して、トンネルの安定を確保し、施工を確実にしている¹⁾。しかしながら、早期閉合トンネルの力学的安定のメカニズムなどは不明であるので、再配分地圧などを測定、明らかにした。

2. トンネル施工概要

中部横断自動車道八之尻トンネルでは、STA.438+88.6 から延長 235m 間に、地山強度比が 1.0 を下回る強風化泥岩が出現し、早期閉合施工を余儀なくされている。ここでの最大土被り高は $h=145\text{m}$ 、地山強度比は $C_f=0.5 \sim 1.0$ が推定される。切羽湧水はない。

3. 早期閉合トンネル構造

吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高は、地山強度比から $H=40\text{m}$ を想定、必要支保耐荷力を算定する。変形余裕量はゼロとし、早期閉合距離の短縮でトンネル必要内空を確保する。早期閉合トンネル構造諸元は、表-1 に示す(図-1)。掘削補助工は、 $t=30$ の鏡吹付けを基本とする。

4. 施工方法

330kW 軟岩トンネル掘進機による全断面機械掘削の早期閉合である。早期閉合施工単位は $L_c=3\text{m}$ 、早期閉合距離は $L_f=6\text{m}$ である。一掘進長 1m の全断面掘削と 3m 単位の早期閉合は、交互施工である。切羽鏡形状は、鏡掘込み長を一掘進長 L の 2 倍とする $L_s=2L$ の曲面切羽を採用する。

5. 計測工概要

計測工 A 断面は、トンネル進行方向 10m 間隔に設け、3 次元自動測量計測システムを用いてトンネル変位を自動測定する(図-1)。一掘進毎の切羽前方のトンネル軸方向地中変位増分は、埋込み式地中変位計を用いて切羽位置との関係で測定する。計器は、トンネル中心 $SL+1.5\text{m}$ 位置に設置し、測点数は P-3 から P-8 の 6 点である。

計測工 B 断面は、D c1 の STA.436+66 に設け、1hr 毎に自動測定する。SL レベルの掘削面から 1m, 2m, 3m の 3 深度に、切羽で土圧計(電気式ストレスセンサー)を設置し、応力再配分に伴うトンネル周方向再配分地圧を自動測定する。

キーワード：強度不足地山、全断面早期閉合、土被り相当土圧、切羽前方地中変位、周方向再配分地圧
連絡先：400-0405 山梨県南アルプス市下宮地 445-5、Tel.055-283-8888、Fax.055-283-5700

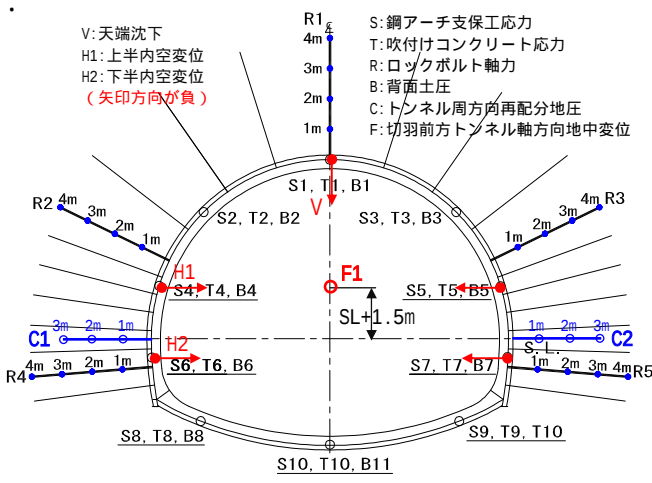


図-1 計測工測点

表-1 早期閉合トンネル諸元(D c1)

一掘進長 (m)		1.00
変形余裕量 (cm)		0
支保構造	吹付け厚 (cm)	20
	圧縮強度 (28day)	36N/mm ²
	鋼アーチ支保工	NH-150
	ロックボルト工	L=4m, 170kN(16 本)
早期閉合構造	早期閉合部材	上・下半と同様
	構造半径比(r_3/r_1)	2.00
	早期閉合距離 L_f (m)	6
覆工厚 (cm)		30

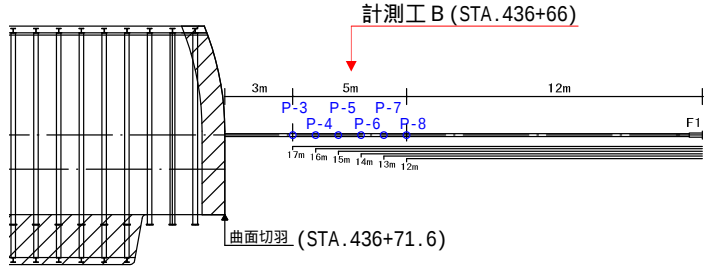


図-2 切羽前方トンネル軸方向地中変位測点

6. 計測結果と考察

地山は、岩芯まで変質した脆弱な泥岩である(図-3)。針貫入試験からの一軸圧縮強度は、粘土部で 2N/mm^2 、地山強度比は $Cf=0.7$ である。

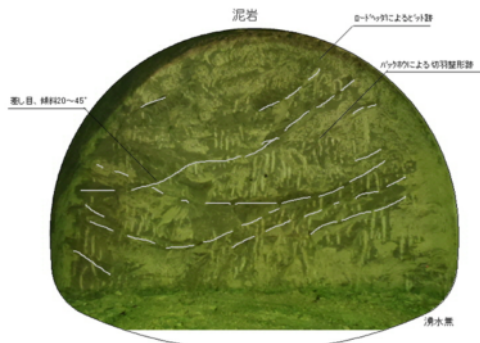


図-3 切羽状況(計測工B位置)

(1)計測工B断面の天端沈下、内空変位は、ともに -20mm 以下である(図-4)。切羽前方への掘削影響は、深度 6m に及ぶ。一掘進時トンネル軸方向変位は、概ね 10mm 程度内空側に変位するが最大値は 90mm である。また、一掘進毎に伸びと縮みを繰り返す(図-5)。

(2)吹付けコンクリート軸応力から換算した作用土圧の最大値は 0.68N/mm^2 、背面土圧計からは 0.55N/mm^2 である。発生位置は、地山物性分布の影響を大きく受け異なるが、地山強度比が $Cf=0.7$ と推定される早期閉合トンネルD c1の作用土圧は 0.7N/mm^2 、土被り相当高で $H=35\text{m}$ が推定される(図-6)。

(3)吹付けコンクリートへのSL部におけるトンネル半径方向作用土圧は、 $P_0=0.19\sim 0.30\text{N/mm}^2$ となり、鉛直土圧 $\sigma_{vo}=(141+6\text{m})\times 20/100=2.9\text{N/mm}^2$ の $6.6\sim 10\%$ に相当する(図-6)。

(4)SL部における背面土圧の最大値は、SL右上に発生し、 0.55N/mm^2 であり、 σ_{vo} の 19% である。

(5)深度 3m 範囲内のトンネル周方向再配分地圧は、 $0.05\sim 0.1\text{N/mm}^2$ となり、鉛直土圧 σ_{vo} の $1.7\sim 3.5\%$ が作用する(図-7)。

これらから、SL付近における早期閉合トンネルの作用土圧と背面土圧、トンネル周方向再配分地圧は、図-8のよう

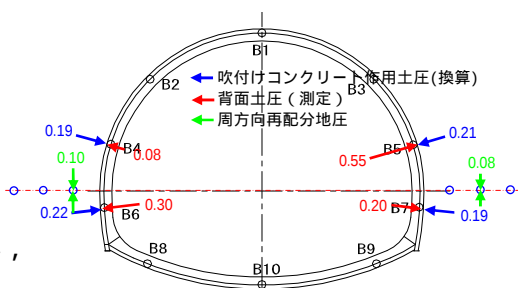


図-8 作用土圧と周方向地圧

トンネル支保構造の安定は、トンネル半径方向の内圧力が支配的であり、これが早期閉合トンネルの安定場を形成する。

7. まとめ

今後は、グランドアーチ形成で自立安定する地山と E_c 地山の安定性を分析、比較し、再考する予定である。

参考文献 1)佐藤淳ほか:切羽形状と掘削工法がトンネルの安定性に及ぼす影響, 第13回, JSRM, 2013.

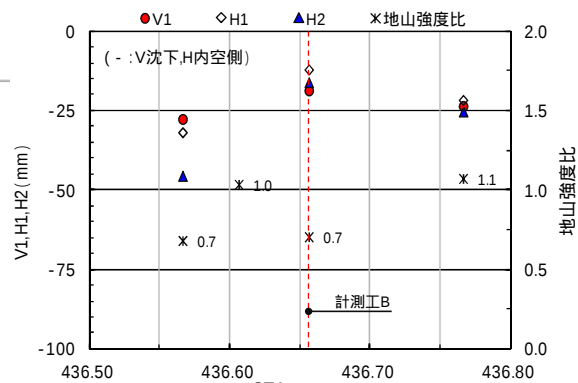


図-4 トンネル変位(計測工B位置)

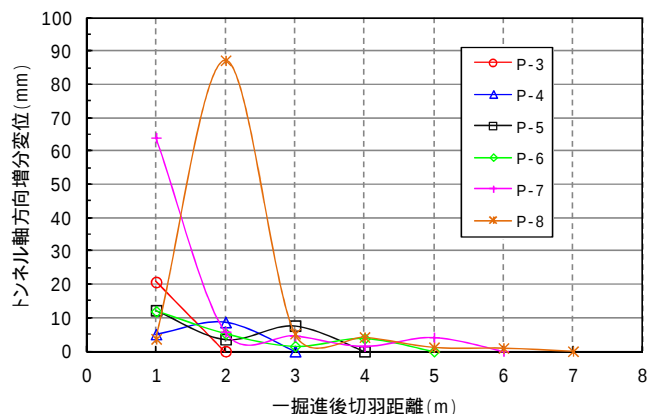


図-5 一掘進時トンネル軸方向増分変位

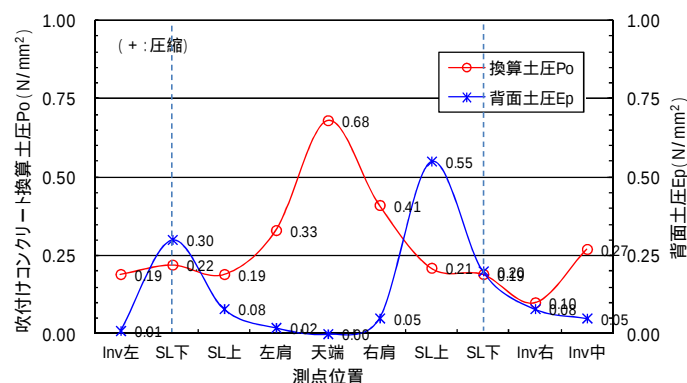


図-6 吹付けコンクリート作用土圧

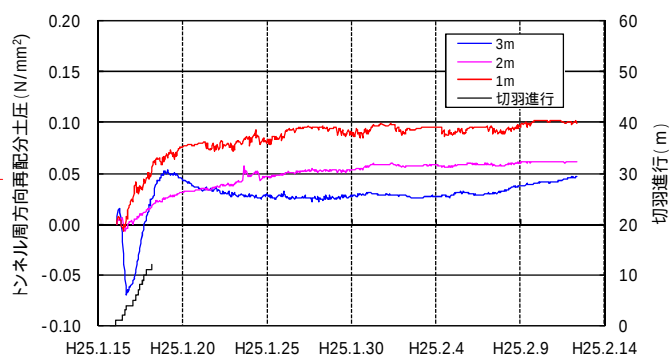


図-7 トンネル周方向再配分地圧(SL左側)