

早期閉合トンネル構造半径に関する考察

中日本高速道路(株)南アルプス工事事務所 正会員 佐藤 淳
 清水建設(株)地下空間統括部 正会員 ○東 楽
 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 を下回る強度不足や押し出し性地山では、上半切羽から 1D (D は掘削幅) 以内の掘削サイクルの中で、早期閉合部材を用いて断面閉合する早期閉合は、最も有効なトンネル安定化方法と考えられ、これによる施工が一般に行われるようになった。しかしながら、早期閉合トンネルの力学パラメータの 1 つである支保構造半径 r_1 に対する早期閉合構造半径 r_3 の比であらわされる構造半径比(r_3/r_1)が、早期閉合トンネルの変形挙動や安定性におよぼす影響は不明であるので、数値解析的手法で調べた。

2. 力学モデル概要

地山は、Mohr-Coulomb の破壊規準を降伏条件とする完全弾塑性体でモデル化する。吹付けコンクリートは弾性体のロッド要素、鋼アーチ支保工は弾性体のビーム要素でモデル化する。ロックボルト、長尺先受け工や長尺鏡止めボルトの掘削補助工は、力学モデルに考慮しない。

3. 解析モデル概要

2次元 Finite Element Method によるトンネル掘削解析とする。解析コードは midas GTS(Expert Version)を使用する。解析モデルの土かぶり高は、 $h=100\text{m}$ である。一軸圧縮強度 q_u は、地山等級別に地山強度比と単位体積重量 γ を定め、地山強度比= $q_u/\gamma h$ を用いて算定する。変形係数は $E=100\cdot q_u$ で換算する。地山物性値は表-1 に示す。側圧係数は $K_0=1.0$ とする。

掘削工法は、早期閉合距離を $L_f=9\text{m}$ とする補助トンネル付き全断面掘削の早期閉合である。解析は、インバートを含めた全断面掘削の 1 ステップである。切羽前方の応力再配分や支保の遅れ効果は、応力解放率 α で考慮する。3D-FDM 解析結果の先行変位率から、 $\alpha=0.5$ を採用する¹⁾。

解析ケースは、地山強度比が 0.2, 0.5, 1.0, 2.0 の 4 ケースとし、各々に対して、図-1 に示すように、構造半径比(r_3/r_1)=1.5, 2.0, 2.5 とする 12 ケースである。トンネル支保構造と早期閉合構造仕様は、全ケース共通である(表-2)。地山等級が D で $r_3/r_1=2.0$ とする早期閉合トンネル構造概要は、図-2 に示す。

4. トンネル変位

天端とインバート中心の鉛直変位 V 、SL 水平変位 H は、図-3 に示す。これから、以下のことがいえる。

・天端沈下は、地山強度比が小さくなるにつれ増加するが、(r_3/r_1)の違いによる有意な差はない。

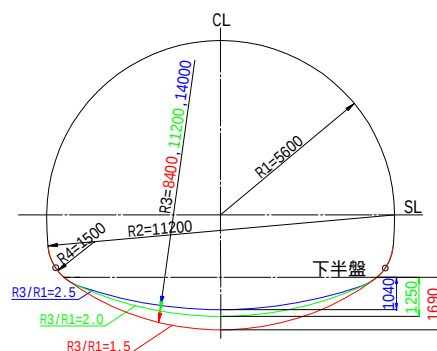


図-1 トンネル内空断面

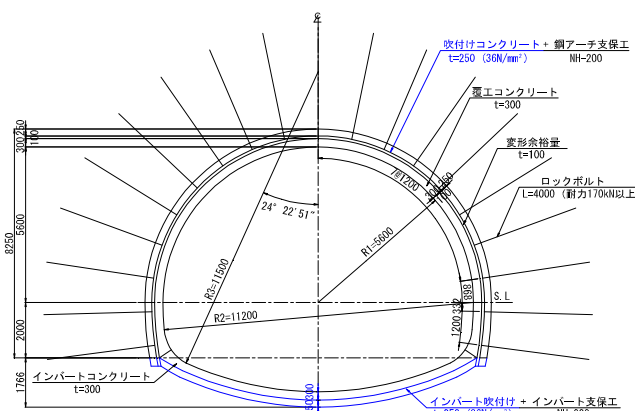


図-2 早期閉合トンネル例(D, c, $r_3/r_1=2.0$)

表-1 地山物性値

地山等級	E	D	D	D
地山強度比(-)	0.2	0.5	1.0	2.0
単位体積重量 γ (kN/m³)	20	21	21	22
変形係数 E (N/mm²)	50	100	200	500
ポアソン比 ν (-)	0.40	0.35	0.35	0.35
粘着力 C (N/mm²)	0.1	0.2	0.2	0.4
内部摩擦角 ϕ (deg)	30	30	35	35

表-2 トンネル支保構造と早期閉合構造仕様

吹付けコンクリート	厚さ t (cm)	25
	f'_{ck} (N/mm²)	36
	弾性係数 E_c (N/mm²)	6000
鋼アーチ支保工	規格・サイズ	H-200
	材質	SS400

キーワード：押し出し性地山，FEM 解析，構造半径比，早期閉合，早期閉合距離

連絡先：東京都港区芝浦 1-2-3 シェパード館，Tel.03-5441-0566，Fax.03-5441-0510

・インバート中心鉛直変位は、地山強度比が小さくなるにつれ、 $(r3/r1)$ が大きいほど、上方に変位する。地山強度比=0.2 の $(r3/r1)=1.5$ の鉛直変位は、 $(r3/r1)=2.5$ の約1/2 となり、インバート鉛直変位の抑制に有効である。

・SL 水平変位は小さく抑制され、鉛直変位が卓越する。

5. 吹付けコンクリート応力

吹付けコンクリート軸応力は図-4 に示し、以下がいえる。

・天端では、 $(r3/r1)$ の違いによる有意な差はない。地山強度比が小さくなるにつれ軸応力は増加し、地山強度比=2.0 で 7N/mm^2 、0.2 で 10N/mm^2 の圧縮である。

・インバートでは、地山強度比、 $(r3/r1)$ が小さくなると軸応力は大きくなり、 $(r3/r1)$ の違いによる差は小さくなる。

・SL では、 $(r3/r1)$ の違いによる軸応力の差は小さい。

6. 鋼アーチ支保工応力

地山側 out と内空側 in の鋼アーチ支保工縁応力は、図-5 に示し、以下がいえる。

・SL 内空側の縁応力は、地山強度比が小さくなるにしたがい小さくなる。これに対して地山側は大きくなり、降伏強度を超える高い曲げ圧縮となる。 $(r3/r1)$ の違いによる差は小さい。

・地山強度比 1 のインバートでは、軸力が卓越し、 $(r3/r1)$ の違いによる差は小さい。地山強度比 0.5 では、 $(r3/r1)$ が小さくなると、地山側と内空側の縁応力差が小さくなり、軸力が卓越するアーチ構造に近づく。

7. 背面地山応力

深度 0.5m の主応力は図-6 に示す SL 最大主応力は、 $(r3/r1)$ の違いによる差は小さい。インバートでは、 $(r3/r1)$ が小さくなると主応力は大きくなり、地山強度比=0.2 の最大主応力は 1.5N/mm^2 となり、 q_u を超える。

8. まとめ

今後は、構造半径比 $(r3/r1)$ が早期閉合トンネルの安定性におよぼす影響を、試験施工で明らかにする予定である。

参考文献 1) 中野清人ほか：早期閉合トンネル変形特性に関する考察，JSCE 第 66 回年次学術講演会，第 部門，2011。

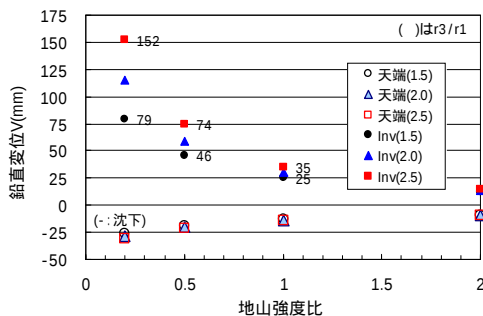


図-3(1) 鉛直変位 V(天端, インバート中心)

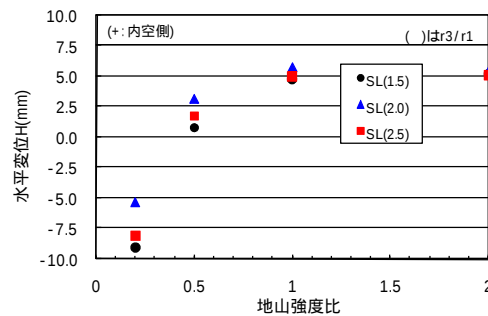


図-3(2) 水平変位 H(SL)

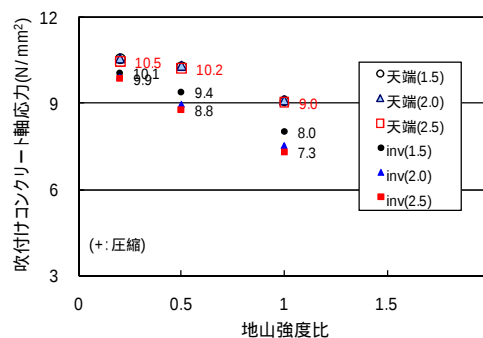


図-4(1) 吹付けコンクリート軸応力(天端, インバート)

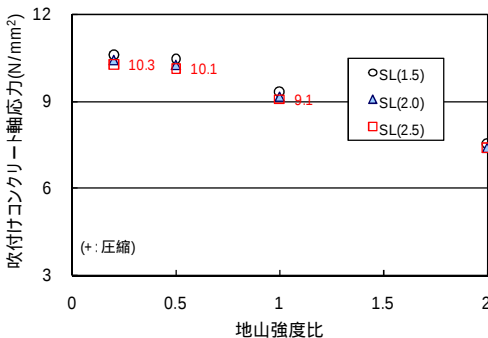


図-4(2) 吹付けコンクリート軸応力(SL)

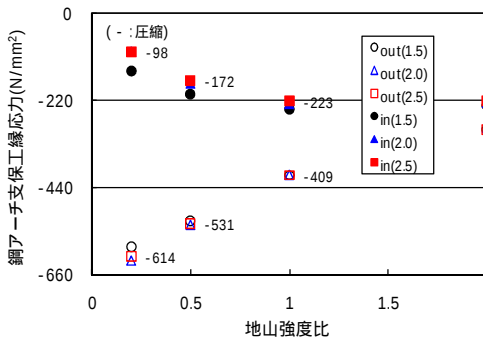


図-5(1) 鋼アーチ支保工縁応力(SL)

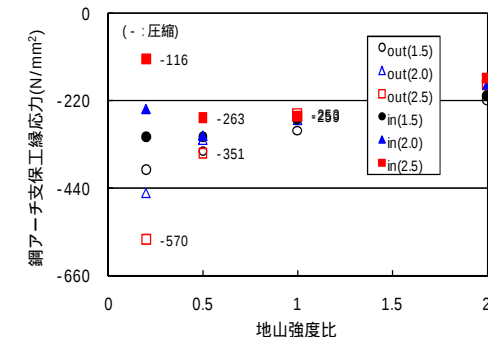


図-5(2) 鋼アーチ支保工縁応力(インバート)

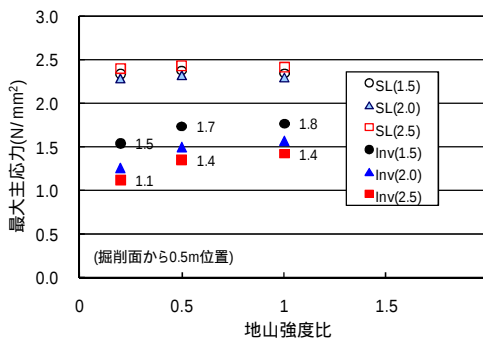


図-6(1) 最大主応力(SL, Inv, 深度 0.5m)

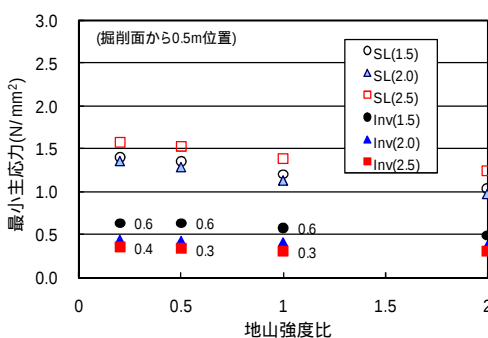


図-6(2) 最小主応力(SL, Inv, 深度 0.5m)