

大土被り小断面早期閉合トンネルの変形挙動特性

国土交通省中部地方整備局飯田国道事務所

渡部 達宏

清水建設(株)名古屋支店土木部 正会員 ○八木田茂生

清水建設(株)地下空間統括部 正会員 楠本 太

1. はじめに

長野県と静岡県を結ぶ国道474号三遠南信自動車道の内、県境に位置する青崩峠トンネルは延長約5kmであり、中央構造線に近接する。静岡側の池島トンネル調査坑は、将来の避難坑となり、全長1,239mである。本調査坑では、地山強度比が2を下まわる低強度地山の出現が予想されていた。この脆弱区間に対しては、吹付けコンクリート作用土圧を理論式で推定、算出した必要耐荷力から多心円リング構造の小断面早期閉合トンネルを設計し、地山性状に対応しながら採用した。本書では、最大土被り400mにおいて分かった、標準パターンアーチ構造(D I s)と早期閉合リング構造(Ecp)の変形挙動について報告する。

2. 地質概要

地質は、斑状マイロナイト、泥質変成岩、珪質変成岩からなり、脆弱な断層区間が多数分布する(図-1)。主要断層部での一軸圧縮強度は、 V_p から換算すると、 $q_u=0.4\sim0.5\text{N/mm}^2$ と推定され、土被り高が $h=400\text{m}$ を超える箇所では、地山強度比 cf が0.1を下まわる押し出し性地山の出現が予想されていた。

3. 調査坑トンネル構造概要

脆弱区間でのリング構造支保工Ecp1は、トンネル掘削で再配分される半径方向土圧 σ_r が、掘削面からの距離 L の二乗に反比例しながら低下するとする理論式を用いて掘削影響域を推定し、これを想定土圧の土被り相当高 H^1)として必要支保耐荷力を算定することで、その諸元を定めている(表-1)。

4. 全断面早期閉合法と計測工

調査坑は、タイヤ方式全断面発破掘削とする。形状は小断面トンネルのD I断面(掘削幅5.3m)を基本とし、90m間隔に拡幅断面(7.7m)を設ける。脆弱区間では、リング構造の全断面早期閉合とし、4mを全断面で掘削後、一度に2mを閉合する交互施工とした。計測工A断面は10~20m間隔とした(図-2)。

表-1 調査坑トンネル構造諸元

地山等級・支保パターン*1	D I s	Ecp1	Ecp1-L
想定地山強度比 $cf(-)$	$2 \leq$	<2	<2
想定土圧の土被り相当高 $H(\text{m})$	20	40	40
一掘進長 (m)	1.00	1.00	1.00
変形余裕量 (cm)	0	10	10
支保構造	吹付け厚 (cm)	10	20
	圧縮強度 $(28\text{day}, \text{N/mm}^2)$	18	36
	鋼アーチ支保工	H100	H125
	ロックボルト工	$L=2\text{m}, 110\text{kN}(@1.0\text{m})$	
早期閉合構造	早期閉合部材	—	上・下半同様
	構造半径比 $(r3/r1)$	—	1.5
	早期閉合距離 $L_f(\text{m})$	—	4
覆工	巻厚 (cm)	—	20

*1: Ecp1 はタイヤ方式標準断面早期閉合パターンをあらわし、Ecp1-Lは拡幅断面早期閉合パターンをあらわす。

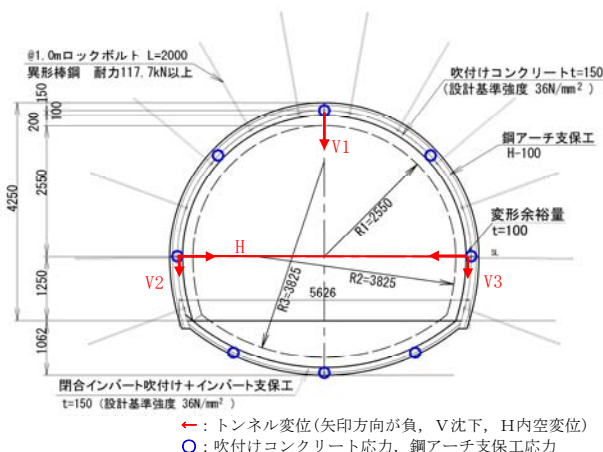


図-2 標準 Ecp1 パターン計測工測点概要

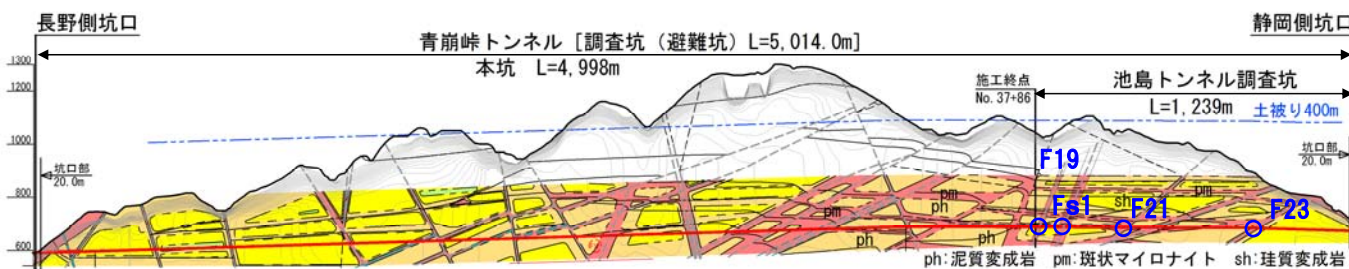


図-1 地質縦断(池島トンネル調査坑)

キーワード：低強度地山、小断面トンネル、土圧、必要支保耐荷力、リング構造、全断面早期閉合

連絡先：〒460-0003 愛知県名古屋市中区錦1丁目3-7, Tel. 052-203-1498, Fax. 052-202-0125

5. 計測結果と考察

計測データから、以下のことがいえる。

①天端沈下 V1 が -20mm 以下、内空変位 HsL が -30mm 以下であれば、小断面トンネルは安定する(図-3)。

②リング構造 Ecp1 では、切羽評価点 20 を下まわっていても、V1 は -10mm 以下の沈下、HsL は -20mm 以下の縮小に収まり、トンネルの安定は確保できている(図-4)。

③土被り高 h が 350m を超えた場合アーチ構造 DI s は、切羽評価点 20 を上まわっても、HsL は -100mm 以上の過大変位が発生した箇所があり、Ecp1, Ecp1-L のリング構造で縫返してトンネルの安定を確保した(図-5)。

④標準断面での DI s 断面の内空変位 HsL は、拡幅断面と比較し、ばらつく傾向にあり、地山性状の影響を受ける(図-6)。標準 Ecp1 と拡幅 Ecp1-L のリング構造では、同等レベルの変位が発生し、トンネル形状の違いによる有意な差はない(図-7)。

⑤計測工 B 断面位置の地山強度比は、吹付けコンクリート軸力と土被り高 h で算定¹⁾すると 0.5~1.0 となり、cf が 1 以下の塑性地山と推定されるが、早期閉合トンネルの採用により安定が確保されている(図-7)。

以上に述べたように、cf が 1 を下まわる大土被り塑性地山では、全断面早期閉合工法を採用し、多心円リング構造の内圧力で土圧を保持した結果、標準 DI パターンと同等変位でトンネルが安定し、施工を確実にできることが示された。

今後は、土被り高 h が 400m 以上での押出し性地山に対して、リング構造の全断面早期閉合断面の適用を検討する。

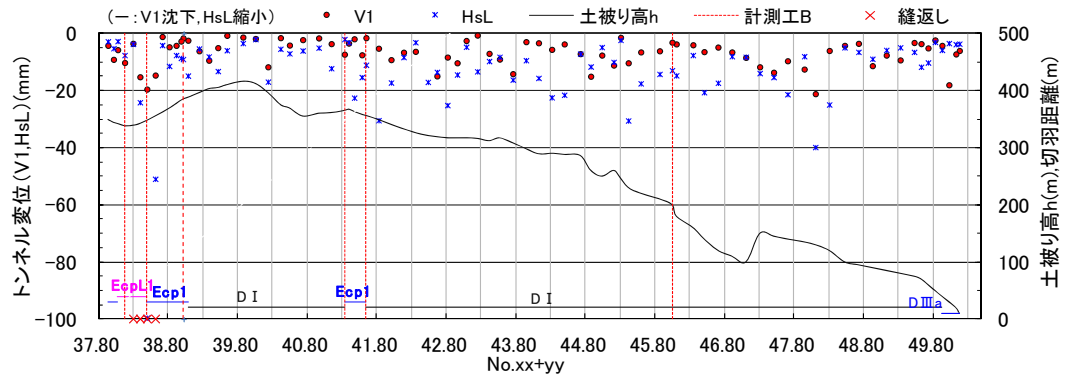


図-3 トンネル変位と土被り高 H

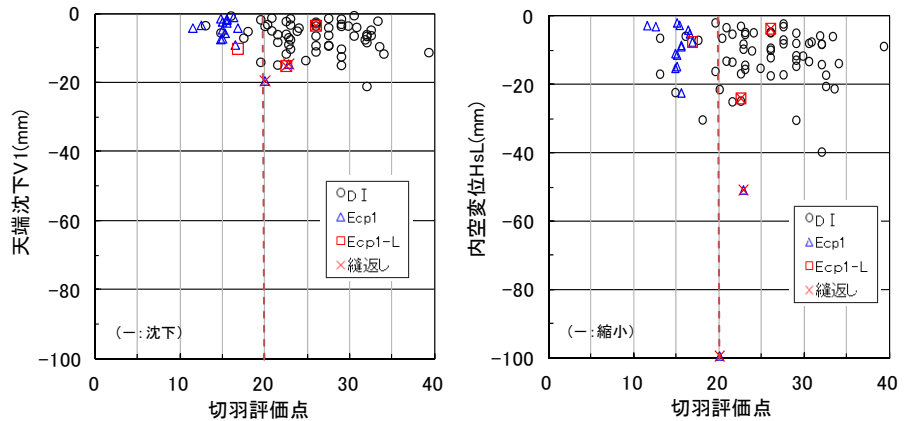


図-4 切羽評価点とトンネル変位

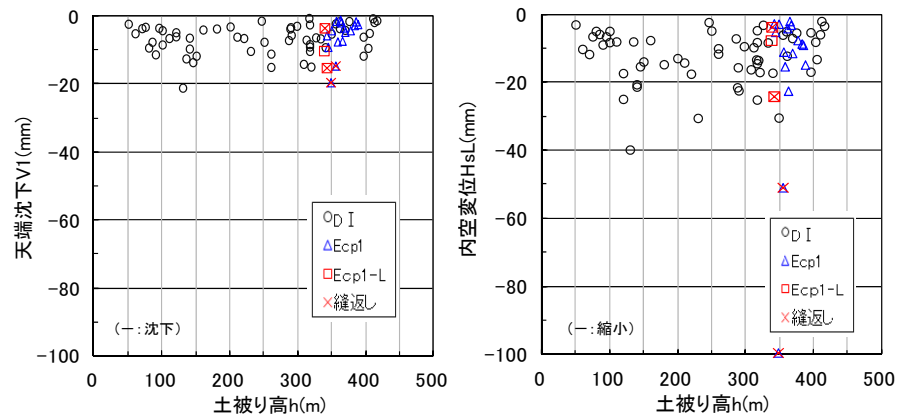


図-5 土被り高 h とトンネル変位

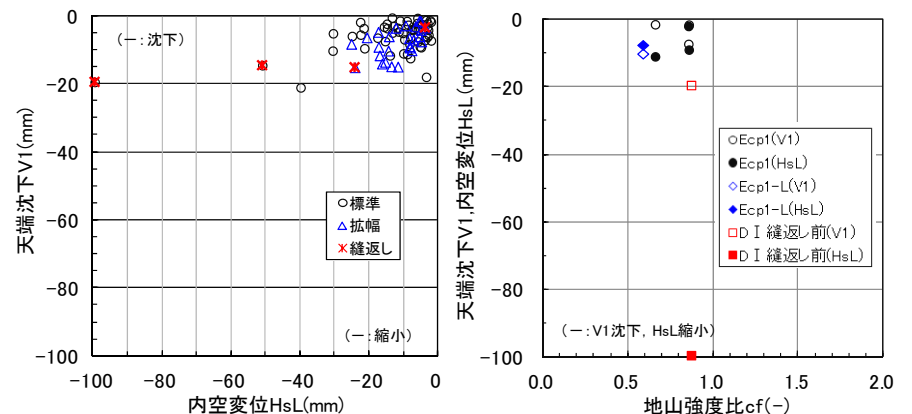


図-6 断面形状別トンネル変位

図-7 cf とトンネル変位

1) 渡部達宏, 八木田茂生, 楠本太: 大土被り小断面早期閉合トンネルの作用土圧と安定性, JSCE, 第 67 回学術講演, VI, 2016.