

早期閉合トンネルの力学挙動特性に関する考察

佐藤 淳¹・田丸 浩行²・楠本 太³・西村 和夫⁴

¹正会員 中日本高速道路株式会社 南アルプス工事事務所 (〒400-0405南アルプス市下宮地445-5)

E-mail: j.sato.ad@c-nexco.co.jp

²中日本高速道路株式会社 南アルプス工事事務所 (〒400-0405南アルプス市下宮地445-5)

E-mail: h.tamaru.aa@c-nexco.co.jp

³正会員 清水建設株式会社 地下空間統括部 (〒104-8370東京都中央区京橋2-16-1)

E-mail: kusumoto@shimz.co.jp

⁴正会員 首都大学東京大学院 都市環境学部 (〒192-0397東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail: knishi@tmu.ac.jp

中部横断自動車道八之尻トンネルは、トンネル延長2469mの二車線トンネルである。トンネルの中央付近には、地山強度比が1.0を下回る強度不足や押し出し性地山の出現が予想され、標準パターンの標準工法による施工では、トンネル安定確保は困難で、過大变位の発生などが懸念された。このようなグラウンドアーチ形成による自立安定が困難な地山等級D, Eのトンネル施工に、地山強度比から必要支保耐荷力を算定、これを参考にしてトンネル支保構造を設計、安定形状の曲面切羽による全断面早期閉合法を採用して、トンネル施工を確実にした。本文は、ここで採用した全断面早期閉合法について述べるとともに、この方法の有効性、早期閉合トンネルの変形挙動と力学的安定性、補助工法影響などについて、得られた知見を報告する。

Key Words : early ring closure, full-face tunnel excavation, face bolt, curved tunnel face

1. はじめに

トンネルの安定場を形成する周方向応力 σ_{θ} が地山強度 q_u より大きくなると、周辺地山は破壊され、掘削外力の応力再配分域は深部に拡大、トンネル支保構造は不安定になり、過大なトンネル変位が発生する。このような強度不足に起因する押し出し性地山($\sigma_{\theta} > q_u$)では、上半切羽から1D(D:掘削幅)以内で支保構造を早期閉合部材で断面閉合して、これの内圧力 P_i (耐荷力)で土圧 P_o を保持する全断面早期閉合法は、最も有効な安定化方法と考えられ、一般に採用されてきている。しかしながら、早期閉合トンネルの力学パラメータである作用土圧の推定や支保耐荷力設計の考え方は未確立であり、早期閉合距離 L_f が早期閉合トンネルの安定性に及ぼす影響、早期閉合トンネルの力学的安定のメカニズム、押し出し性地山における長尺鏡ボルト(以後、鏡ボルトまたは face bolt)の影響などは不明である。

本報告では、ここで採用した全断面早期閉合法について述べるとともにこの工法の有効性と早期閉合トンネルの変形挙動特性、力学的安定性、鏡ボルトの影響などについて、得られた知見を報告する。

2. 工事概要

八之尻トンネルは、中部横断自動車道の増穂 IC と六郷 IC 間に位置し、トンネル延長 2469mの二車線トンネルである。トンネル掘削は、下り線を北側坑口から南側に向けて、330kW 軟岩トンネル掘進機による全断面機械掘削で施工中である。トンネル中央付近の測点 STA.438+88.6 から以奥に、地山強度比が 1.0 を下回る脆弱な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。

3. 地質概要

地質は、礫層、地すべり崩積土、泥岩、玄武岩溶岩、玄武岩質火砕岩からなる(図-1)。全延長の22%は、標準支保パターンによる標準施工ではトンネルの安定確保は困難で、支保構造部材の変状や破壊、過大变位の発生などが懸念された。トンネル中央付近の強風化泥岩の岩石試験値の一軸圧縮強度は $q_u=0.26\text{N/mm}^2$ 、単位体積重量は $\gamma=21.6\text{kN/m}^3$ である。

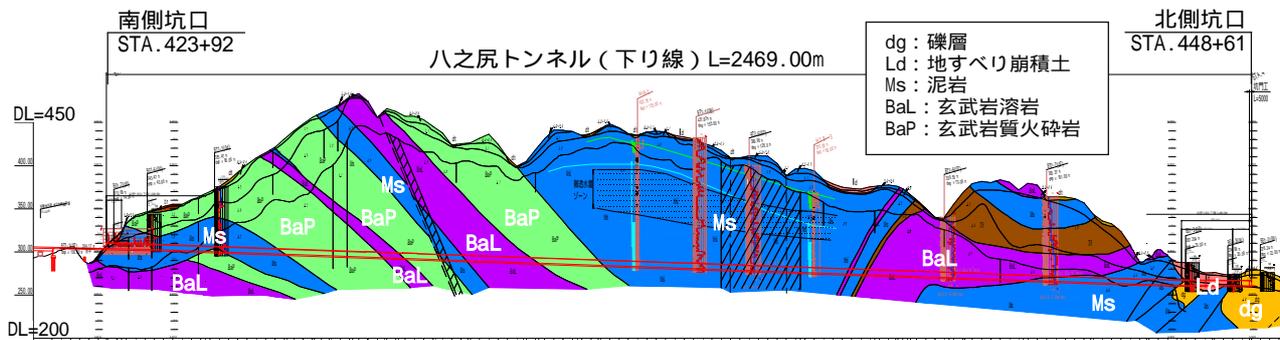


図-1 地質縦断面図

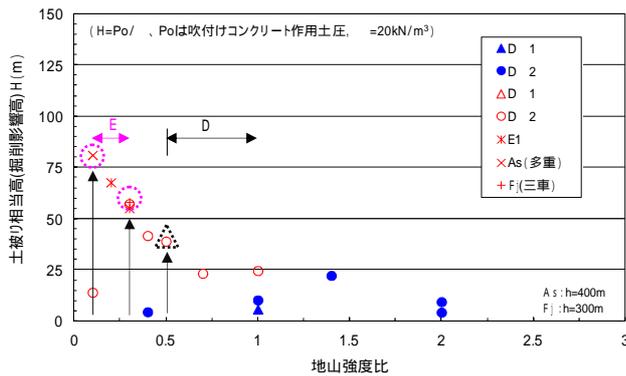


図-2 地山強度比と土被り相当高 H

ここでの土被り高は $h=155\text{m}$ であるので、地山強度比が 0.1 を下まわる押出し性地山である。

4. トンネル計画方針

地山強度比が 1.0 を下まわる強度不足や押し出し性地山では、トンネル周辺地山は破壊、塑性流動化して不安定になり、掘削補助工や断面閉合なしでは、切羽崩壊や大変位が発生するので、以下の方針で計画する。

- 地山強度比($=qu/h$)から吹付けコンクリート作用土圧 P_o を推定し、厚肉円筒理論を用いて必要支保耐荷力の内圧力 P_i を算定、これを参考にして早期閉合トンネルを設計する。

- 施工は、 330kW 軟岩トンネル掘削機による全断面機械掘削の早期閉合とする。

- 変形余裕量は 10cm 、早期閉合距離は $L_f=6\text{m}$ を基本とし、初期変位速度に応じて $L_f=3\text{m}$ を選択する。

- 掘削補助工は、岩盤固結の注入式長尺先受け工を基本とする。

- 鏡には、安定形状の曲面切羽を採用し、必要に応じて鏡ボルトを検討する。肌落、剥落に対する切羽作業の安全確保から、鏡吹付けを採用する。

- 計測工A,Bを実施し、早期閉合トンネルの設計照査、

(トンネル半径 : $r = 5.90\text{m}$ 、土かぶり相当高 : H)

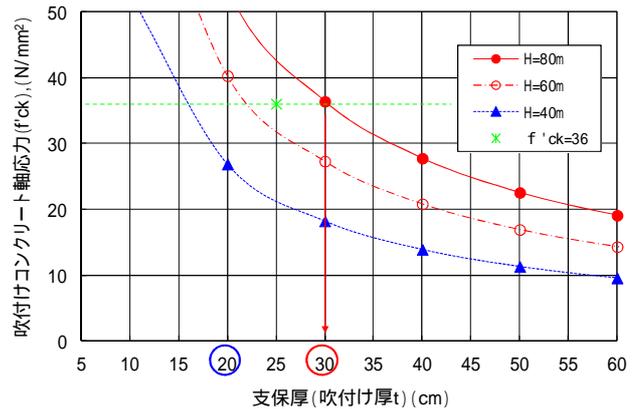


図-3 支保厚と吹付けコンクリート軸応力

力学的安定性、変形挙動特性を把握、評価し、次施工に反映させる。

5. 早期閉合トンネル設計

(1) 作用土圧想定

強風化泥岩の地山強度比は、岩石試験値などを参考にして、地山等級D は $0.5 \sim 1.0$ 、地山等級Eは $0.1 \sim 0.3$ とした。この地山強度比に対する吹付けコンクリート作用土圧 $P_o(\text{N/mm}^2)$ の土かぶり相当高 $H(\text{m})$ は、図-2の早期閉合トンネル施工事例からの地山強度比と土圧の土被り相当高の関係¹⁾から、地山等級D は土被り高 $H=40\text{m}$ 相当()、地山等級Eは $H=60 \sim 80\text{m}$ 相当()の土圧を想定した。

(2) 必要支保耐荷力

吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高を $H=40, 60, 80\text{m}$ として、支保厚(吹付け厚 t)と吹付けコンクリートに発生する軸応力(設計強度 f_{ck})の関係を厚肉円筒理論²⁾を用いて求めると、図-3のようになる。

設計基準強度を $f_{ck}=36\text{N/mm}^2$ とする吹付けコンクリートを採用すると、土被り高 $H=60\text{m}$ 相当の土圧を保持するのに、吹付けコンクリート厚は $t=25\text{cm}$ 以上が必要となる。 $H=40\text{m}$ 相当の土圧では、 $t=20\text{cm}$ 以上となる。

表-1 早期閉合トンネル構造諸元

早期閉合パターン		D c1	D c2	Ec1
最大土被り高 h (m)		145	100	155
想定地山強度比 Cf (-)		0.5~1.0	1.0~2.0	0.1~0.3
土圧の土被り相当高 h (m)		40	20	60~80
一掘進長 (m)		1.00	1.00	1.00
変形余裕量 (cm)		0	0	10
支保構造	吹付け厚 (cm)	20	15	30
	圧縮強度 (28day)	36N/mm ²		
	鋼アーチ支保工サイズ	NH-150	NH-125	NH-200
	ロックボルト工	L=4m, 170kN (16本, 8本)		
早期閉合構造	早期閉合部材	上・下半と同様		
	構造半径比 (r3/r1)	2.0	2.0	1.5
	早期閉合距離 Lf	6m		
覆工厚	30cm			

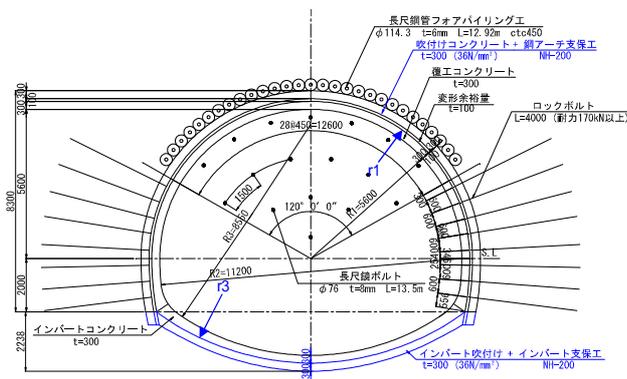


図-4 早期閉合トンネル概要(Ec1)

(3) 早期閉合トンネル構造仕様

主要支保部材の吹付けコンクリートは、必要支保耐力を参考にして、部材仕様を定める。曲げ部材の鋼アーチ支保工は、吹付けコンクリートによるリング構造が形成できるまでの間の再配分土圧の保持に有効に機能するので、吹付けコンクリートとの組み合わせで定める。地山等級別の早期閉合トンネル構造諸元は、表-1、図-4に示す。また、早期閉合距離を Lf=6m とする早期閉合でトンネルの力学的安定を確保するので、地山等級 D の変形余裕量は 0cm、地山等級 E は 10cm を考慮し、初期変位速度に応じて Lf=3m、または切羽閉合を選択する。この方法により、変形余裕量の範囲内で早期閉合トンネルの安定を確保する。

早期閉合構造部材は、トンネル支保構造部材仕様と同様とする。早期閉合構造半径 r3 は、トンネル支保構造半径を r1 とすると、地山強度比を 0.2 とする FEM 解析結果³⁾から、Ec1 では、鋼インバート支保工縁応力内外差が小さくなり、軸力が卓越する r3/r1=1.5 を採用する。

6. 早期閉合トンネルの全断面機械掘削

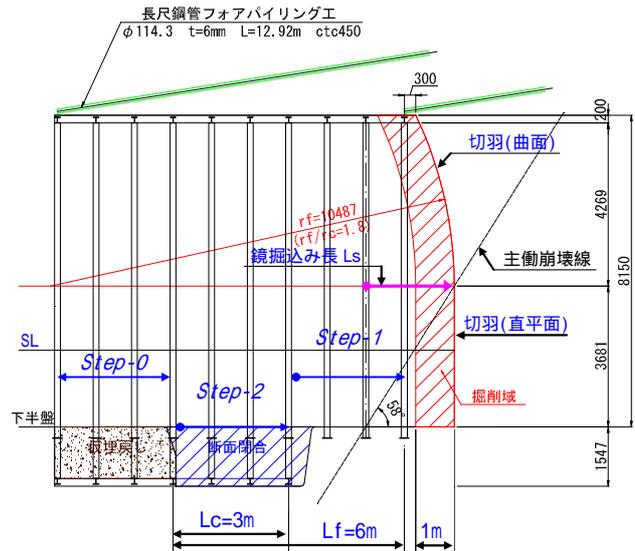


図-5 早期閉合ステップと曲面切羽形状

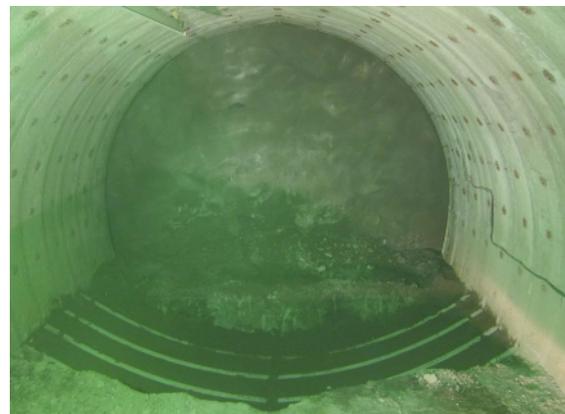


写真-1 全断面早期閉合状況(D c1, Lf=6m, Lc=3m)

(1) 全断面早期閉合法

本工法は、330kW 軟岩トンネル掘進機による全断面早期閉合⁴⁾であり全断面掘削と早期閉合の 3m 進行毎の交互施工である(図-5、写真-1)。早期閉合距離は Lf=6m を基本とする。早期閉合施工単位は、施工性と施工速度を考慮し、Lc=3m とする。早期閉合の施工ステップは、一掘進長を 1.0m とし、全断面で、の 3m を施工する。その後、インバート、を 1 度に 3m 掘削・整形、鋼インバート支保工 3 基設置、吹付けコンクリートで 3 間吹付け、掘削ずりでインバート部 3m の仮埋戻しを行い、早期閉合の 1 サイクルを終える。

(2) 曲面切羽形状

不安定で剥落しやすい岩塊、岩盤ブロックなどは取り除き、曲面形状に仕上げ、鏡の自立性を高めた安定形状の曲面切羽⁵⁾を採用する。この曲面切羽は、曲面と直平面で形成され、鏡の前面は直平面とする(図-5)。鏡掘込み長 Ls の目標は、一掘進長 L の 2 倍に支保工建込み余裕の 0.3m を加えた Ls=2L を基本とする。

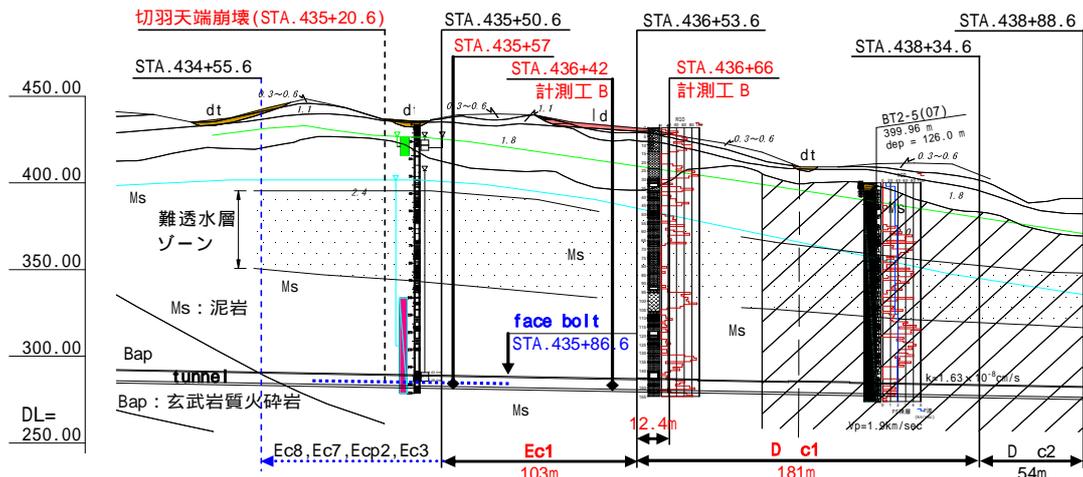


図-6 早期閉合パターン実施状況と計測工B断面位置

曲面形状の円中心は、トンネル中心縦断において、主働崩壊線と直平面の交点位置をとおり、下半盤に平行する直線上に設ける。

7. 計測工概要

現在、トンネル中央付近の強風化泥岩を施工中である。ここでは、早期閉合パターン D c と Ec1 の延長約 340m を分析対象とする(図-6)。測定データは、切羽位置を STA.434+82(Ec1 終端から約 70m 前方)とする時点のものである。

計測工 A 断面は、トンネル進行方向 10m 間隔に設ける。トンネル変位は、3次元自動測量計測システムを用いて、6~12時間毎に自動測定する(図-7)。

D c1 の計測工 B 断面は STA.436+66 に設け、Ec1 の鏡ボルトなしは STA.436+42、鏡ボルトありは STA.435+57 に設け、1時間毎に自動測定する(図-6、図-7)。

D c1 では、SL レベルの掘削面から 1m, 2m, 3m の 3 深度に、切羽で電気式ストレスセンサーの土圧計^⑥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(図-7)。埋込み式地中変位計を用いて、一掘進毎の切羽前方トンネル軸方向地中変位増分を切羽位置との関係で測定する。計器は、トンネル中心 SL+1.5m 位置に設置し、測点数は P-3 から P-8 の 6 点である(図-8)。

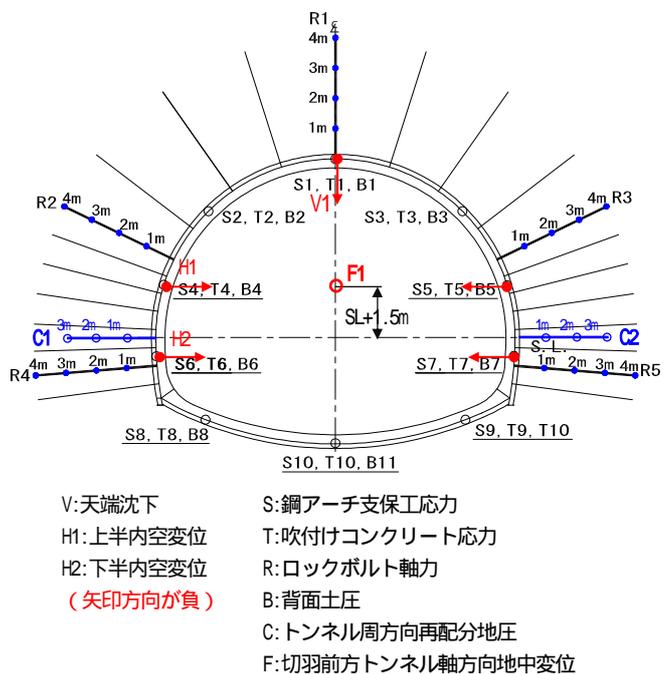


図-7 計測工測点配置

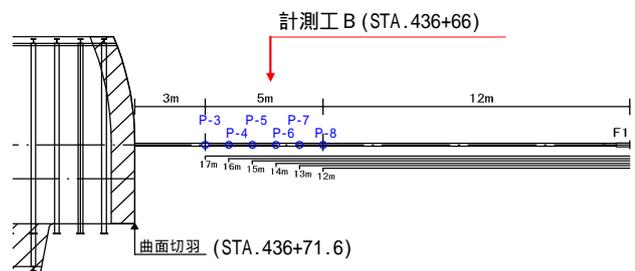


図-8 切羽前方トンネル軸方向地中変位測点(D c1)

8. 早期閉合トンネル変形挙動

(1) トンネル変位

D c と Ec1 区間の地山強度比と切羽評価点、トンネル変位と初期変位速度、支保工変状箇所は、図-9、図-10 に示す。図中のシェード部は、曲面切羽に鏡ボルト

を併用した Ec1 鏡ボルトあり区間である。D c 区間の地山強度比は 0.7~1.2、Ec1 区間は 0.2~0.5 で分布する。地山物性分布状況から、同一地山等級内の地山性状はばらつくが同様のものが継続すると推察される。

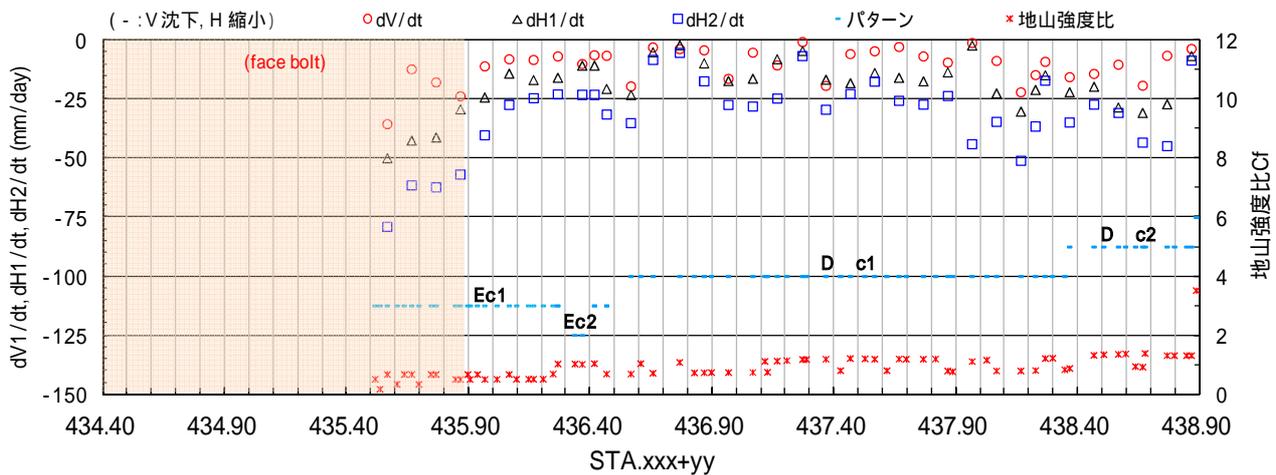


図-9 初期変位速度

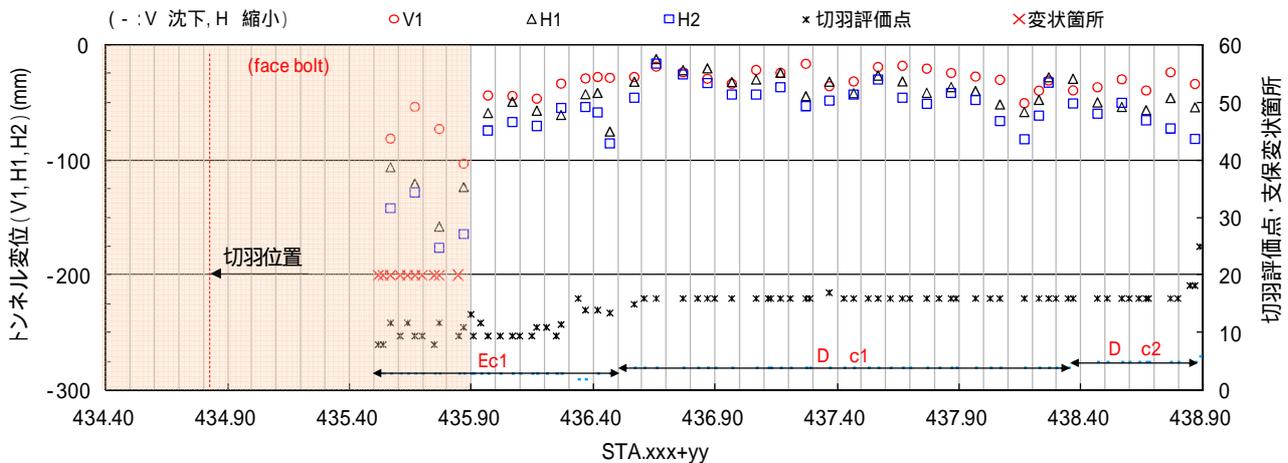


図-10 トンネル変位と支保部材変状

しかしながら、Ec1 鏡ボルトあり区間の初期変位速度とトンネル変位は、未収束ではあるが、Ec1 鏡ボルトなし区間に比べて、倍増する傾向が顕著である。

以上から、早期閉合距離を $L_f=6m$ とする D c1, Ec1 鏡ボルトなし早期閉合トンネルは、初期変位速度から収束変位が推定できることが示された。

(2) D c, Ec1 鏡ボルトなし区間挙動特性

下半内空変位 H2 と天端沈下 V1 の関係を、初期変位速度とトンネル変位について、図-11, 図-12 に示す。初期変位速度に対するトンネル変位の比で表わす初期変位速度比を、天端沈下 V1 と下半内空変位 H2 について、図-13 に示す。

これらから、以下のことがわかる。

- ・ D c1 の初期天端沈下速度 $dV1o/dt$ は $-25mm/day$ 以下、初期下半内空変位速度 $dH2o/dt$ は $-50mm/day$ 以下で、比例関係にある。

- ・ D c1 の天端沈下 V1 は、初期天端沈下速度 $dV1o/dt$ の約 3 倍以下である。下半内空変位 H2 は、初期変位速度 $dH2o/dt$ の約 2 倍以下である。

- ・ Ec1 の鏡ボルトなし $dV1o/dt$ は $-10mm/day$ 以下、 $dH2o/dt$ は $-40mm/day$ 以下に抑制され、比例関係はない。下半内空変位 H2 は、初期変位速度 $dH2o/dt$ の約 2 倍以下であり、D c1 と同様である。

(3) Ec1 鏡ボルト影響

下半内空変位 H2 と天端沈下 V1 の関係は、初期変位速度とトンネル変位について、図-14, 図-15 に示す。これらから、以下のことがわかる。

- ・ Ec1 鏡ボルトあり初期天端沈下速度 $dV1o/dt$ は、 $-10mm/day$ を超える。 $dH2o/dt$ は $-55mm/day$ を超え、比例関係を有する。

- ・ Ec1 鏡ボルトありの天端沈下 V1, 下半内空変位 H2 は、鏡ボルトなしの約 2 倍以上多く発生し、支保部材は変状するようになり、地山性状は大差ないのに鏡ボルトの併用によりトンネルの安定性は大きく低下する。

以上から、Ec1 鏡ボルトありの $L_f=6m$ とする全断面早期閉合は、 $dH2o/dt$ が $-55mm/day$ を超え、吹付けコンクリートが損傷を受けるようになるので、これによるリング構造形成は困難であるの結果が得られた。

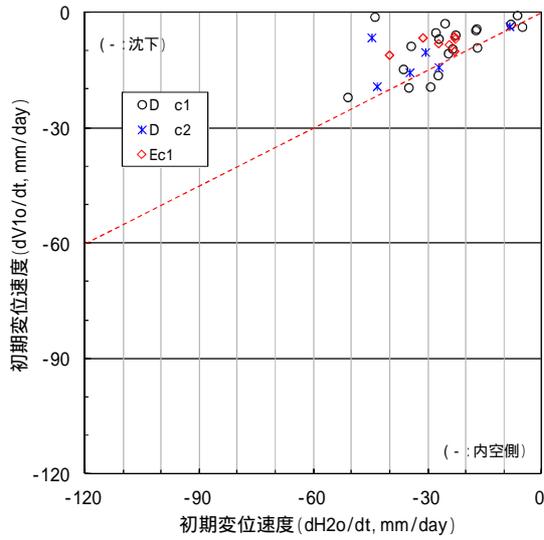


図-11 初期変位速度

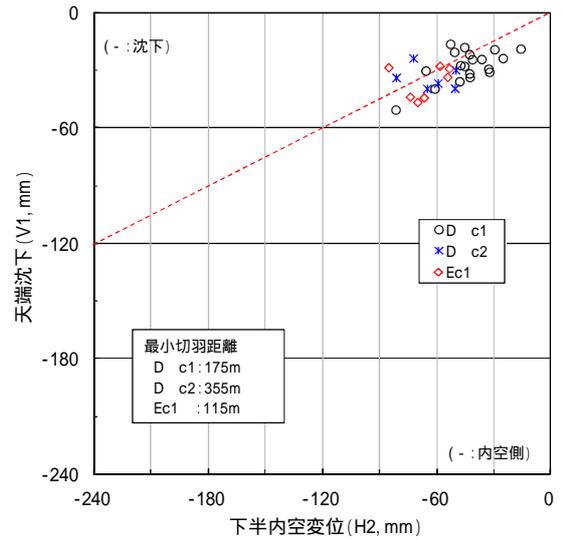


図-12 トンネル変位

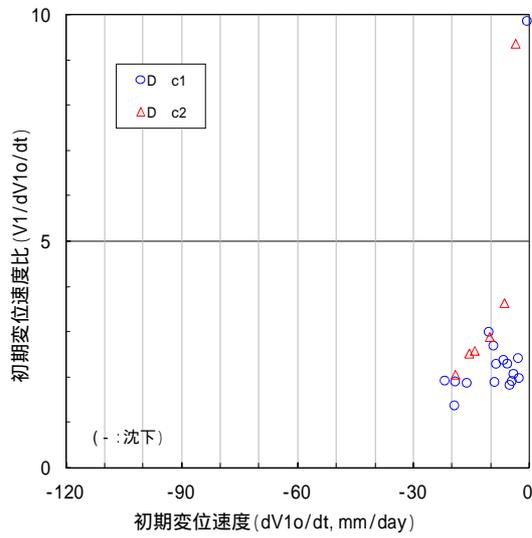


図-13(1) 初期変位速度比(V1)

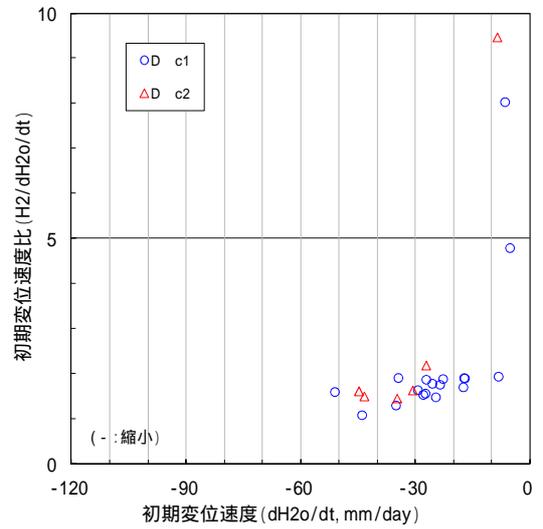


図-13(2) 初期変位速度比(H2)

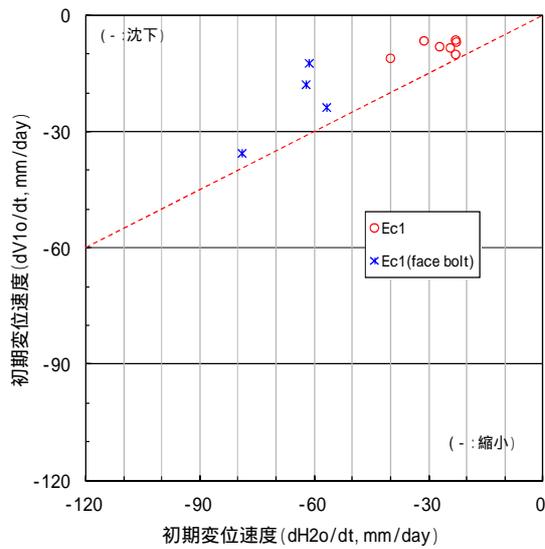


図-14 初期変位速度

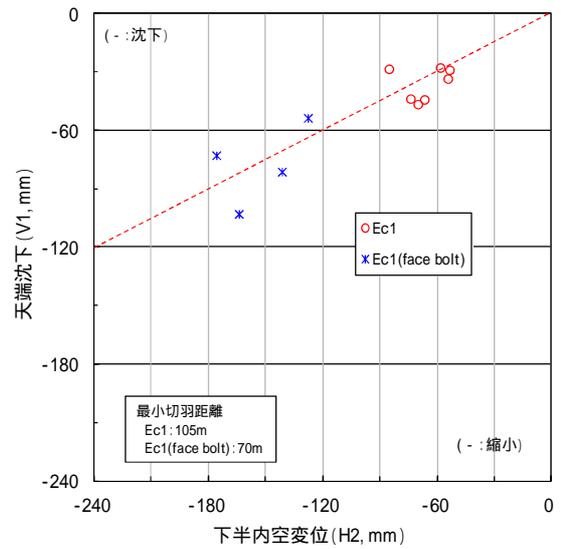


図-15 トンネル変位



写真-2 曲面切羽鏡面崩落(鏡ボルトなし)

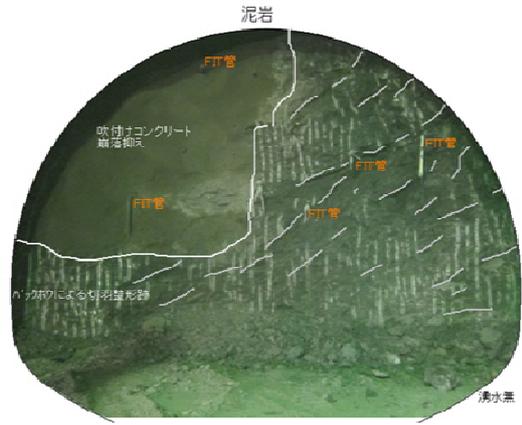


写真-3 曲面切羽鏡面剥落(鏡ボルトあり)

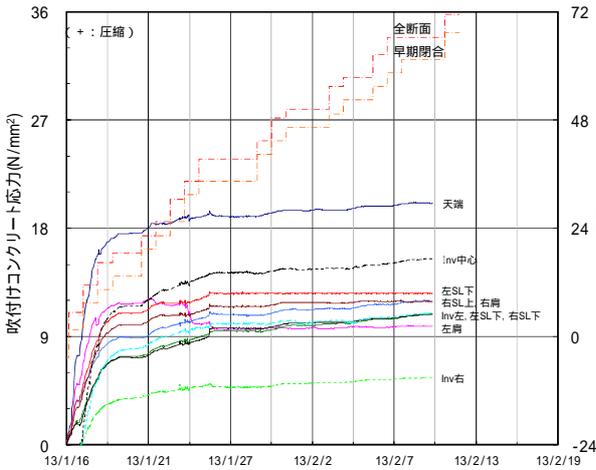


図-16 吹付けコンクリート軸応力経時変化

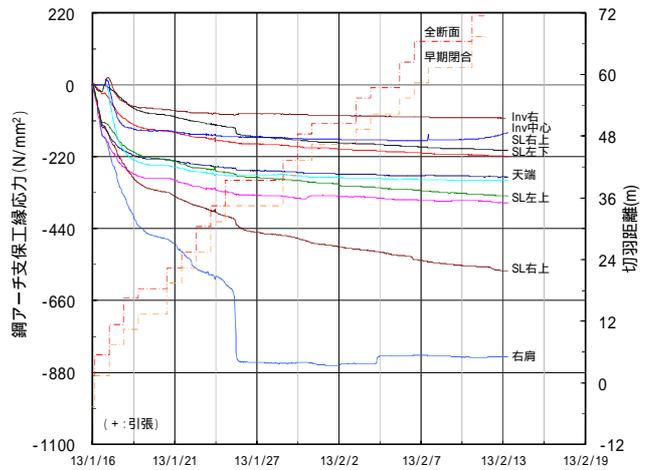


図-17 鋼アーチ支保工縁応力(内空側)経時変化

(4) 早期閉合トンネルの変形余裕量

Lf=6m の Ec1 鏡ボルトあり区間では、天端沈下 V1 が 50mm、下半内空変位 H2 は-120mm を超えるようになり、アーチ部吹付けコンクリートにクラックが発生、剥落し、鋼アーチ支保工脚部は座屈するなどの早期閉合の支保構造部材に変状が発生、早期閉合トンネルは不安定になった(図-10)。

このことから、吹付けコンクリートによるリング構造型成のための変形余裕量の最大値は 10cm とし、早期閉合距離 Lf の短縮または切羽閉合の採用により、初期天端沈下速度が -10mm/day 以下、初期下半内空変位速度が 40mm/day 以下に抑制する必要があるが示唆された。

9. 早期閉合トンネルの安定性

(1) 曲面切羽

地山等級 D では、鏡掘込み長を $L_s=2L$ とする目標どおりの曲面切羽による施工が可能であった。地山等級 E では、アーチ部掘削面近傍の低強度部は、主動崩壊線の

上側、切羽前方向に最大規模で 1~2m の先抜けや崩落が生じた(写真-2)。このため、STA.435+86.6 以奥は、切羽作業の安全確保から、鏡吹付けに鏡ボルトを併用した。

しかしながら、長尺鋼管近傍の崩落は抑制されるようになったが、SL 上部において、鏡表面から 1~2m 深さの脆弱部が広い範囲で剥落するようになり、Ec1 の鏡ボルト仕様での切羽鏡面の安定確保は困難であるがわかった(図-4、写真-3)。

(2) D c パターンの安定性

吹付けコンクリート軸応力と鋼アーチ支保工縁応力内空側の経時変化は、図-16、図-17 に示す。これらから、以下のことがわかる。

- ・吹付けコンクリート軸応力の最大値は、天端部に発生し、圧縮強度の 55% の 20N/mm^2 の圧縮である。

- ・鋼アーチ支保工縁応力は、降伏強度を超え、切羽が 5D 進行しても増加する。しかしながら、鋼アーチ支保工の変形は、吹付けコンクリートで拘束されているので変状はなく、支保構造部材の安定性を保たれている。

・吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高は、 $H=Ac \cdot c/r/ = 0.2 \cdot 20000/5.9/20=34\text{m}$ となり、想定土被り相当高の $H=40\text{m}$ と同等レベルである。これから、地山等級 D の地山強度比は 0.5 程度であることが確認された。

(3) Ec1 パターンの安定性

Ec1 鏡ボルトなしの計測工 B 断面は STA.436+42 で、切羽距離は 160.4m である。Ec1 鏡ボルトありは STA.435+57m で、切羽距離は約 76m で、未収束である。Ec1 区間の吹付けコンクリート軸応力、鋼アーチ支保工縁応力、吹付けコンクリート軸応力から換算した作用土圧の土被り相当高 H は、図-18、図-19、図-20 に示す。

これらから、以下のことが分かる。

- ・吹付けコンクリート軸応力の最大値は、鏡ボルトなし区間の天端部に発生し、 25N/mm^2 の圧縮である。鏡ボルトあり区間では、 12N/mm^2 の圧縮である。
- ・鏡ボルトなし区間の鋼アーチ支保工縁応力は、降伏強度レベルの曲げ圧縮が発生し、トンネルの安定は保たれている。鏡ボルトあり区間では、鋼アーチ支保工は曲げ応力が卓越、支配的である。

以上から、鏡ボルトなし区間は、吹付コンクリートによるリング構造が形成され、トンネルの安定は確保できている。また、吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高 H は、鏡ボルトなしは想定値の 60~80m と同程度の $H=64\text{m}$ である。これから地山強度比は 0.3 程度であることが確認された。一方、鏡ボルトあり区間では、吹付けコンクリートにクラックが発生し、これにより、高耐力のリング構造形成は困難であった。

(4) 再配分土圧と切羽前方影響

D c1 の計測工 B 断面 STA.436+66 における早期閉合トンネル周辺地山の再配分土圧と切羽前方への掘削影響の計測結果から、以下のことが判明した。ここでの地山は、岩芯まで変質した脆弱な泥岩である。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 $C_f=0.7$ である。

- ・切羽前方への掘削影響⁹⁾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-21)。

・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(図-22)。

・吹付けコンクリート SL 部の半径方向作用土圧は、 $P_o=0.19 \sim 0.30\text{N/mm}^2$ である。これは鉛直土圧 $v_o=(141+6\text{m}) \cdot 20/100=2.9\text{N/mm}^2$ の 6.6~10% に相当する。

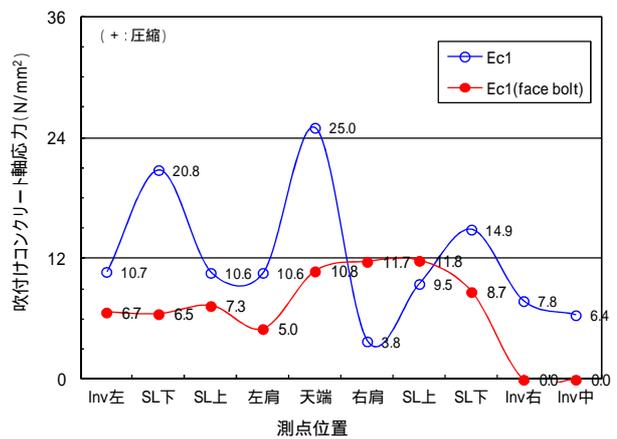


図-18 吹付けコンクリート軸応力(Ec1)

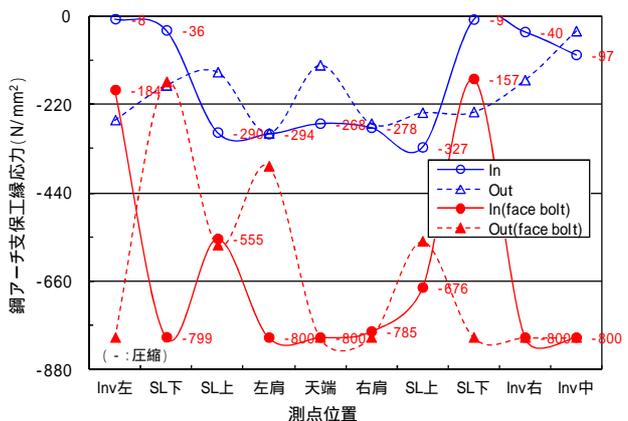


図-19 鋼アーチ支保工縁応力(Ec1)

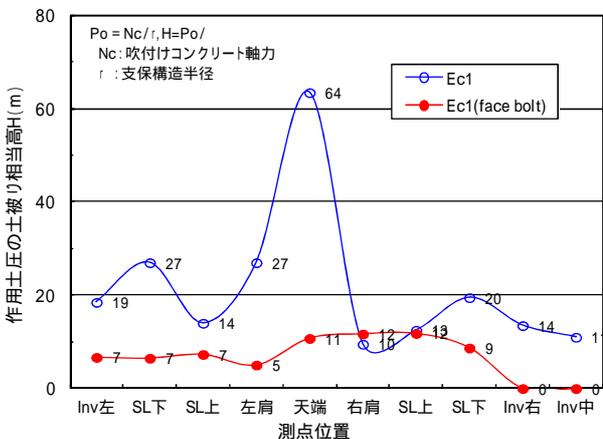


図-20 吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高 H (Ec1)

・SL 部背面土圧の最大値は、SL 右上に発生し、 0.55N/mm^2 である。これは v_o の 19% に相当する(図-22)。

・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 v_o の 1.7~3.5% である(図-23)。

以上から、地山強度比が $C_f=0.7$ 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。また、SL 付近における早期

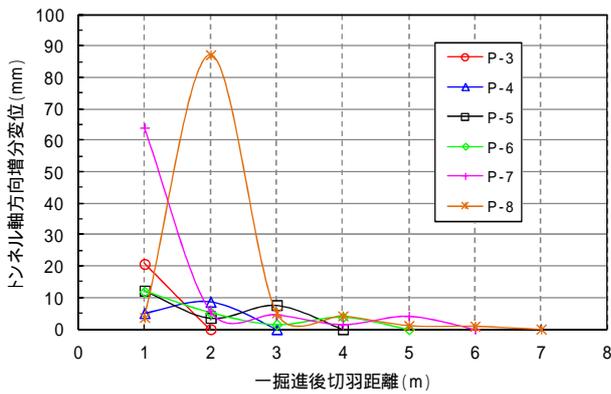


図-21 一掘進時トンネル軸方向増分変位(D c1)

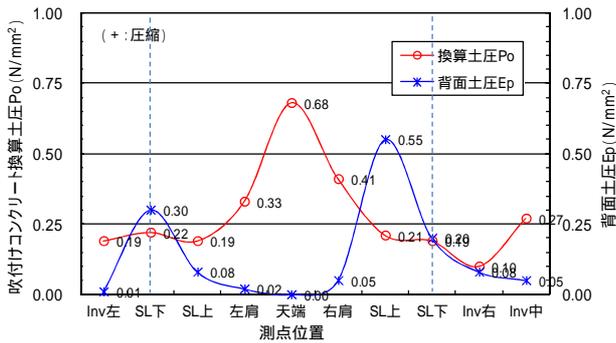


図-22 吹付けコンクリート作用土圧(D c1)

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-24 のようにまとめられ，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．

10. まとめ

地山強度比が 1.0 を下回る強度不足や押し出し性地山の地山等級 D，E のトンネル施工に，地山強度比から必要支保耐荷力を算定，これを参考にしてトンネル支保構造を設計，安定形状の曲面切羽による全断面早期閉合法で施工した．得られた知見は，以下に示す．

全断面早期閉合の有効性：地山強度比をパラメータとして早期閉合トンネルを設計，安定形状の曲面切羽を併用する全断面早期閉合を採用することにより，施工性，作業安全性が向上し，計画どおりのトンネルの力学的安定が確保でき，施工を確実にできた．

D c の変形挙動：地山強度比は 0.7~1.2 で分布し，地山性状はばらつくが同程度のものが継続すると推察された．この地山条件において， $dV1o/dt$ は 20mm 以下， $dH2o/dt$ は 50mm/day 以下に抑制され，下半内空変位の H2 は $dH2o/dt$ の約 2 倍以下となり， $Lf=6m$ とする早期閉合でトンネルの安定が確保できた．

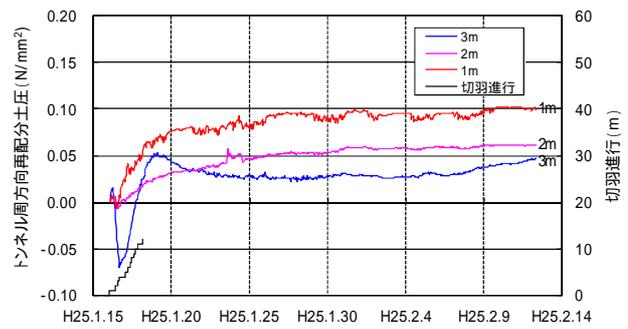


図-23 トンネル周方向再配分地圧(SL,左側)

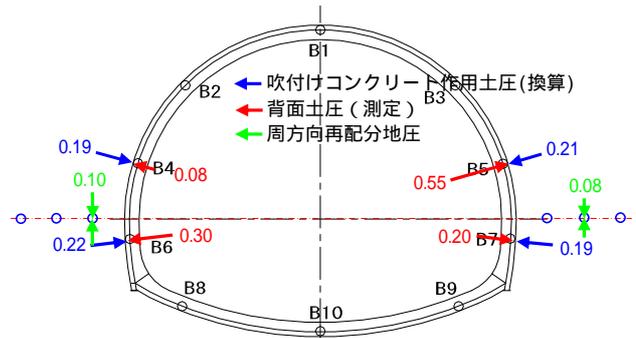


図-24 作用土圧と周方向地圧(D c1)

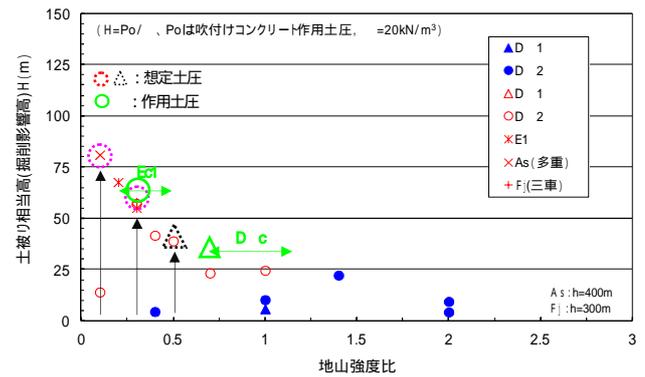


図-25 想定土圧と作用土圧

Ec1 の変形挙動：地山強度比は 0.2~0.5 で分布し，地山性状はばらつくが同程度のものが継続すると推察された．この地山条件において，Ec1 鏡ボルトなし区間では， $dV1o/dt$ は 10mm 以下， $dH2o/dt$ は 40mm/day 以下に抑制され，下半内空変位の H2 は $dH2o/dt$ の約 2 倍以下である．

Ec1 鏡ボルトあり区間では， $dV1o/dt$ が 20mm/day を超え，または $dH2o/dt$ が 50mm/day を超え，比例関係を有し，吹付けコンクリートによるリング構造形成は困難となり，トンネルの安定性は大きく低下，過大变位が発生する．

以上のことから，初期天端沈下速度が 10mm/day 以下，初期下半内空変位速度が 40mm/day 以下に抑制できるよう早期閉合距離 Lf の短縮や切羽閉合を実施して，吹付けコンクリートによるリング構造形成を図る必要があるが判明した．

曲面切羽の安定性：地山強度比が 0.5 を下回る押し出

し性地山において、鏡押し長 $L_s=2L$ を目標とする鏡ボルトなしの曲面切羽では、アーチ部掘削面近傍の低強度部は、主働崩壊線の上側、切羽前方方向に最大規模で 1~2m の先抜けや崩落が生じた。切羽作業の安全確保から、鏡吹付けに鏡ボルトを併用すると、SL 上部において、切羽鏡表面から 1~2m 深さの脆弱部が広い範囲で剥落するようになり、Ec1 の鏡ボルト仕様での切羽鏡面の安定確保は困難であった。また、切羽天端が大崩壊した。これらのことから、曲面切羽形状の工夫が必要である。

再配分土圧と切羽前方影響：SL 付近の早期閉合トンネル作用土圧と背面土圧、トンネル周方向再配分地圧は、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。切羽前方への掘削影響は、深度 6m に及ぶ。

作用土圧の推定方法：吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高は、D c で $H=34m$ 、Ec1 鏡ボルトなしで $H=64m$ となり想定土被り相当高の $H=40m$ 、 $H=60\sim 80m$ と同等レベルである(図-25)。これから、地山強度比から作用土圧を推定する方法の有効性が実証された。なお、吹付けコンクリートでリング構造形成が困難であったと推定できる Ec1 鏡ボルトありは $H=30m$ であった。

11. おわりに

現在、強風化泥岩の掘削を数十メートル残し、早期閉合距離を $L_f=2m$ とする曲面切羽による全断面早期閉合

で施工中である。また、掘削補助工の鏡ボルトを併用した Ec 区間において縫返しを余儀なくされており、その結果などは別の機会に報告する予定である。

謝辞：曲面切羽による全断面早期閉合の計画、実施に当たり、今田徹先生をはじめ関係各位にご指導、ご助言をいただき、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 西村和夫, 城間博通, 楠本太: 早期閉合トンネル力学パラメータに関する考察, JSCE, 第 66 回年次学術講演会, 部門, 2011.
- 2) 楠本太, 恩田雅也, 上岡真也: 押し出し性地山における大断面トンネルの力学パラメータに関する考察, JSCE, 第 60 回年次学術講演会, 第 部門, 2005.
- 3) 佐藤淳, 東楽, 楠本太: 早期閉合トンネル周辺地山の挙動特性に関する考察, JSCE, 第 67 回年次学術講演会, 第 部門, 2012.
- 4) 佐藤淳, 楠本太, 西村和夫: 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 回岩の力学国内シンポジウム, 2013.
- 5) 佐藤淳, 細野泰生, 楠本太: D 地山における切羽の安定形状, JSCE, 第 67 回年次学術講演会, 第 部門, 2012.
- 6) 佐藤淳, 細野泰生, 楠本太, 西村和夫: 切羽形状の違いが山岳トンネルの安定性に及ぼす影響, トンネル工学報告集, 2012.

(2013. 9. 2 受付)

STUDY ON THE CHARACTERISTICS OF MECHANICAL BEHAVIOUR OF A TUNNEL WITH EARLY RING CLOSURE

Jun SATO, Hiroyuki TAMARU, Futoshi KUSUMOTO and Kazuo NISHIMURA

The presence of squeezing ground exhibiting a competence factor less than 1.0 was anticipated near the middle of the tunnel. It was thus suspected that excessive ground deformation would take place due to the insufficient tunnel stability where the tunnel was excavated with the Japanese standard tunnel support systems for express way. The full-face excavation method with curved tunnel faces followed by early ring closure was employed to ensure tunnel construction in such a poor rock mass as classified to DII or E where a self-supporting arch in the surrounding ground was hardly achievable. The tunnel support system was designed based on its required load-carrying capacity that was estimated from the competence factor.