

全断面早期閉合工法の 力学パラメータに関する考察

田丸 浩行¹・前田 崇文²・谷村 浩輔³・楠本 太⁴

¹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

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: t.maeda.af@c-nexco.co.jp

³正会員 清水建設株式会社 関東支店 (〒192-0397東京都八王子市南大沢1-1)
E-mail: tanimura.k@shimz.co.jp

⁴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

地山強度比が 0.1 を下まわると予想された強風化泥岩の押出し性地山を対象に、地山強度比 c_f から吹付けコンクリート作用土圧 P_o を推定、厚肉円筒理論で必要支保耐荷力を算定、これを参考にして早期閉合トンネルの支保パターン化を試み、早期閉合距離 L_f を 3~7m とする曲面切羽の全断面早期閉合工法で延長 725m を施工した。

その結果、理論式による地山強度 q_u から吹付けコンクリート作用土圧 P_o を推定、 c_f から土圧 P_o を推定する方法の有効性が示された。また、早期閉合トンネル力学パラメータの c_f , P_o , 早期閉合構造半径比 r_3/r_1 , L_f が早期閉合トンネルの安定性に及ぼす影響、早期閉合パターン選定方法に関する新たな知見を得た。

Key Words : early ring closure, full-face tunnel excavation, squeezing ground, earth pressure

1. はじめに

八之尻トンネルでは、地山強度比が 0.1 を下まわる強風化泥岩が出現し、早期閉合距離 L_f を 6m とする全断面早期閉合¹⁾では、トンネルは不安定で、支保部材は変状し、内空断面確保は困難となり、二重支保工法の試用や縫返しを余儀なくされた。この施工で得られた力学挙動特性²⁾と早期閉合トンネル力学パラメータの早期閉合構造半径比 r_3/r_1 (r_1 はトンネル支保構造半径)、早期閉合

距離 L_f をパラメータとする 3D 弾塑性 FDM 予測解析³⁾から多心円トンネルの力学的安定性について整理し、地山強度比 c_f による早期閉合トンネルの支保パターン化を行い、以奥の 725m 間を施工した。

その結果、早期閉合トンネルの力学挙動特性が力学パラメータとの関係で明らかとなり、早期閉合トンネルの支保パターン化施工を可能とし、この全断面早期閉合工法は、押出し性地山のトンネル安定確保に有効で、施工を確実にすることが示された。

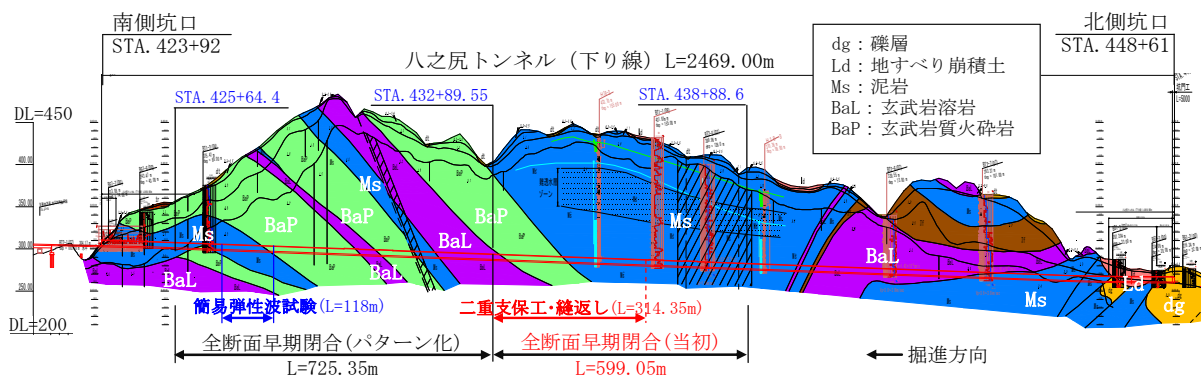


図-1 地質縦断面図(当初設計)

2. トンネル概要

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、掘削断面積約 115 m²、内空断面積 71 m²、トンネル延長 2,469m の対面通行道路トンネルである。トンネル掘削は、下り線を北側坑口から南側に向かって、330kW 軟岩トンネル掘進機による全断面工法機械掘削である。トンネル中央付近の測点 STA.436+19.6 から以奥に、強風化泥岩が出現し、二重支保工法の試行や過大変位区間の縫返しなどを余儀なくされた(図-1)。強風化泥岩の一軸圧縮強度は $qu=0.26\text{N/mm}^2$ 、単位体積重量は $\gamma=21.6\text{kN/m}^3$ である。ここでの土被り高は $h=155\text{m}$ であり、地山強度比が 0.1 を下まわる押出し性地山である。

3. 施工方針

多心円早期閉合トンネルの安定性に地山強度比が 0.1 を下まわる強風化岩の影響があらわれたので、当初計画を以下の方針で見直す。

①多心円道路トンネルの力学的安定確保方法は、吹付けコンクリートで健全なリング構造を形成し、これの内圧力で土圧を保持する。

②地山強度比 $cf(=qu/\gamma h)$ から吹付けコンクリート作用土圧 Po を想定し、厚肉円筒理論を用いて必要支保耐荷力の内圧力 Pi を算定、これを参考にして、早期閉合トンネルを設計する。

③鋼アーチ支保工と鋼インバート支保工からなる鋼製支保工は、吹付けコンクリートとの組み合わせで多心円リング構造に靱性を付加する。

④覆工は、将来の不確かな土圧などに対するトンネルのリング構造耐荷力に支保耐荷力の 1.5～1.8 倍の余力を付加し、剥落防止と早期閉合トンネルの高耐力、高靱性化⁴⁾を図り、供用中トンネルの健全性を担保する。

⑤施工は、全断面機械掘削の早期閉合とする。早期閉合距離は $Lf=3\sim6\text{m}$ を基本とし、初期変位速度に応じて $Lf=2\text{m}$ や切羽閉合を選択、トンネルの安定を確保する。変形余裕量は 10cm を考慮する。

⑥掘削補助工は、岩盤固結の注入式長尺先受け工を基本とし、支保工までの間の天端掘削素掘り面の自立を確保する。切羽鏡は、安定形状の曲面切羽を採用する。肌落、剥落に対する切羽作業の安全確保から、鏡吹付けを併用する。

⑦計測工 A,B を実施し、早期閉合トンネルの力学的安定性、変形挙動特性を把握、評価し、設計を照査、次施工を判断する。

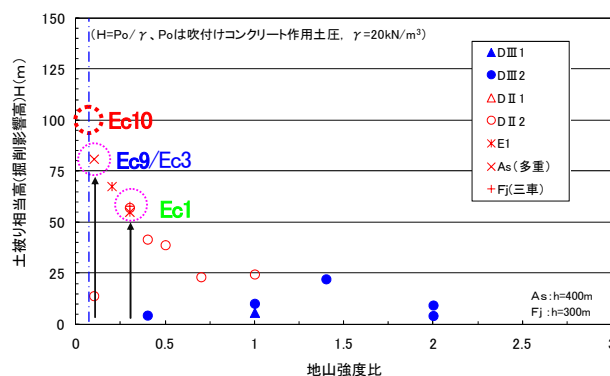


図-2 地山強度比と土圧土被り相当高 H

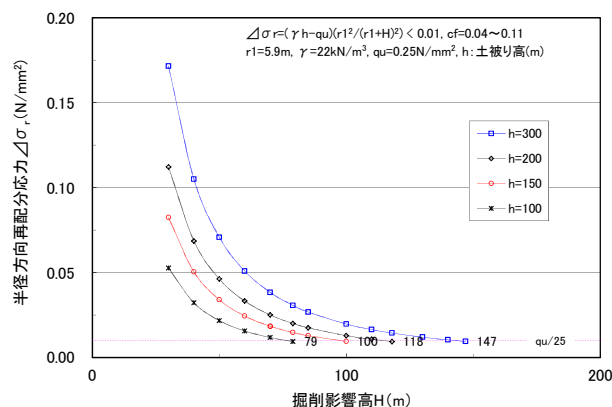


図-3 土被り高 h と掘削影響高 H

4. 早期閉合トンネル設計

(1) 作用土圧想定

吹付けコンクリートに作用する土圧 $Po(\text{N/mm}^2)$ は、 $Po=\gamma H$ (γ は地山の単位体積重量、 H は土圧の土被り相当高または掘削影響高) で定義する。この吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高 $H(\text{m})$ は、掘削外力の γh (h は土被り高) に対する地山の一軸圧縮強度 $qu(\text{N/mm}^2)$ の比で規定される地山強度比 $cf(=qu/\gamma h)$ との関係⁵⁾ で示されており、これを用いて推定する。

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 E の cf は 0.1～0.5 を想定する。この地山強度比に対する吹付けコンクリート作用土圧の土かぶり相当高 H は、 $cf=0.3$ は $H=60\text{m}$ 相当 (Ec1)、 $cf=0.1$ は $H=80\text{m}$ 相当 (Ec9) の土圧を想定する(図-2)。 cf が 0.1 を下まわる地山では、早期閉合構造半径比 $r3/r1$ ($r1$ はトンネル支保構造半径) が早期閉合トンネルの安定性に大きく影響すると予想されるので、 $H=100\text{m}$ 相当 (Ec10) 土圧を想定する。

一方、早期閉合トンネルの基本パラメータ値は、トンネル支保構造半径 $r1=5.9\text{m}$ 、土被り高 $h=150\text{m}$ 、地山の強度 $qu=0.25\text{N/mm}^2$ 、 $\gamma=22\text{kN/m}^3$ である。トンネル掘削で再配分される半径方向土圧 $\Delta\sigma_r$ は、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⁵⁾ を用いて掘削影響高を計算し、これを想定土圧の土被り相当高 H とすると $H=100\text{m}$ となり、 $cf<0.1$ に相当する(図-3)。

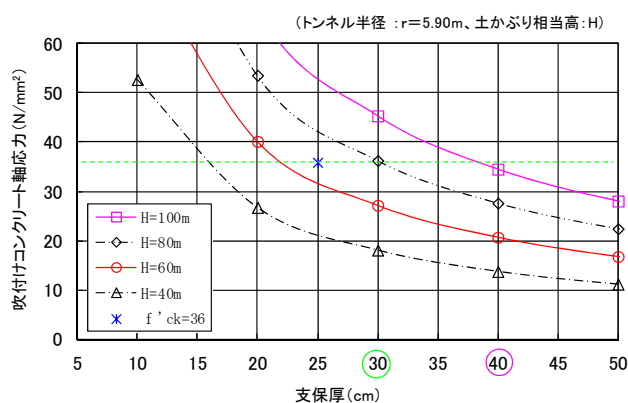


図-4 必要支保厚 t (トンネル支保構造, $r_1=5.90\text{m}$)

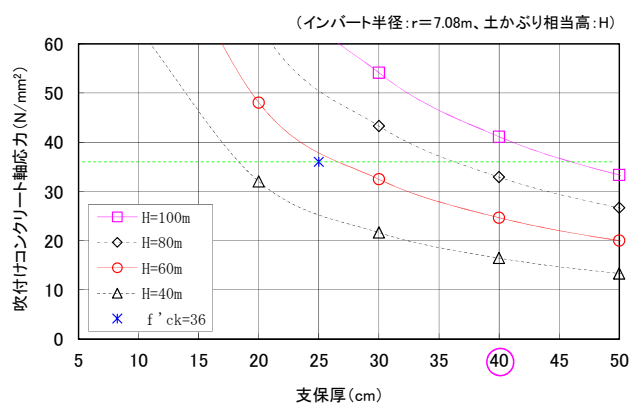


図-5 必要支保厚 t (早期閉合構造, $r_3/r_1=1.2$)

表-1 早期閉合トンネル構造諸元

パターン名	標準部						非常駐車帯			
	DIIc1	DIIc2	Ec1	Ec3	Ec9	Ec10	DIIcL	EcL3	EcL4	EcL5
想定地山強度比 cf (-)	0.5 < 2		0.5	0.3	0.1	<0.1	<1	<0.5	0.3	<0.1
土圧土被り相当高 H(m)	40	20	60	80	100	100	40	60	80	100
変形余裕量 (mm)	0		10	10	10	10	0	10	10	10
$f'_{ck}=36\text{N/mm}^2$ の吹付け厚 (cm)	20	15	30	40	40	40	20	30	40	40
H 型鋼サイズ	H-150	H-125	H-200	H-200	H-250	H-250	H-150	H-200	H-200	H-250
ロックボルト長 (mm)	4	4	4	4	4	4	6	4	4	4
ロックボルト耐力 (kN)	170	170	170	170	170	290	290	290	290	290
ロックボルト周方向間隔 (mm)	0.6	1.2	1.2	1.2	1.2	0.6	1.6	1.2	1.2	1.2
早期閉合構造半径比 r_3/r_1	2.0		1.5	1.5	1.2	1.2	2.0	1.5	1.5	1.1
早期閉合距離 L_f (m)	6	6	6	6	6	4	6	6	6	8
早期閉合施工単位 L_c (m)	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2
覆工 (インバート) 厚 (cm)	30 (30)		30 (30)				40 (40)	40 (40)		
覆工強度 f'_{ck} (N/mm²) と補強	30, SFRC	30, FRC	30, SFRC				30, FRC	30, SFRC		
最大土被り高 h (m)	174	170	179	152	180	141	163	174	182	182
施工延長 (m)	140.35	73.00	96.40	35.00	46.30	215.00	21.00	19.30	14.00	10.50
	213.35		392.70				64.80			

(2) 早期閉合トンネル形状

多心円トンネル形状は、トンネル支保構造半径 r_1 に対する早期閉合構造半径 r_3 の比の r_3/r_1 で規定する。通常断面では、下半支保構造半径 r_2 は、 $r_2/r_1=2.0$ が採用されている。cf ≤ 2.0 では $r_3/r_1=2.0$ 、cf ≤ 0.5 は $r_3/r_1=1.5$ 、cf ≤ 0.1 では多心円トンネルの曲げ応力の影響があらわれるので 1.2 を採用する⁹⁾。

(3) 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 $H=60, 80, 100\text{m}$ 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(設計基準強度 f_{ck})の関係を厚肉円筒理論⁷⁾を用いて求めると、図-4 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、土被りで 80m 相当土圧を保持するのに、吹付けコンクリート厚は $t=30\text{cm}$ 以上、100m 相当では $t=40\text{cm}$ 以上となる。 $r_3/r_1=1.2$ とする早期閉合構造に対する耐荷力は、 $t=40\text{cm}$ を採用すると、 $H=90\text{m}$ 相当土圧の保持が可能である(図-5)。

(4) 変形余裕量 δa

早期閉合距離 L_f の短縮で、健全なリング構造が形成されると多心円トンネルの安定が確保でき、最大変位の下半内空変位 H_2 は、初期変位速度 dH_2/dt の約 2 倍の範囲で収束することが得られている²⁾ので、変形余裕量として 10cm を考慮し、必要内空を確保する。

(5) 早期閉合トンネル構造仕様

二重支保工法や縫返しで得られた知見を参考にして見直した地山強度比別早期閉合トンネル構造諸元は、以奥の 725m 間の施工実績とともに、表-1、図-6 に示す。主要支保部材の吹付けコンクリートは、必要支保耐荷力を参考にして、部材仕様を定める。曲げ部材の鋼製支保工は、全断面早期閉合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。早期閉合構造部材仕様は、トンネル支保構造部材と同様である。耐荷力評価の Ec1 や Ec9 は、基本パターンである。Ec10 は、Ec9 と同様仕様とし、 $r_3/r_1=1.2$ を採用して、多心円リング構造の曲げ応力の影響を抑制する(図-7)。EcL は、非常駐車帯の大断面であり、 $r_3/r_1=1.1$ を採用して、早期閉合構造を単心円構造に近づける。

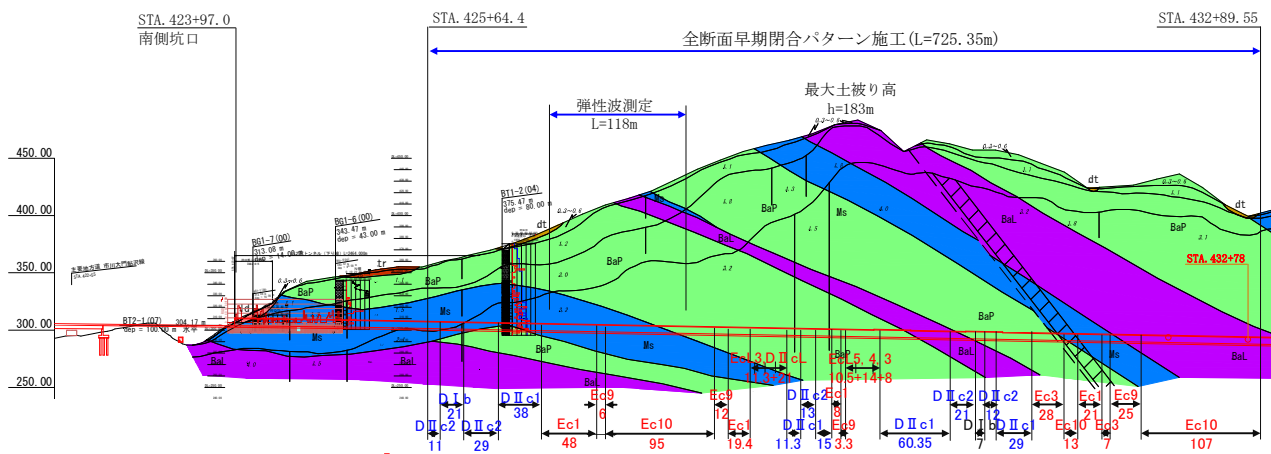


図-6 全断面早期閉合パターン実施状況

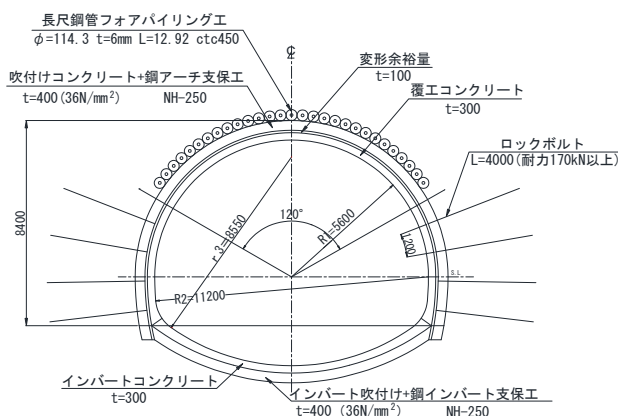


図-7(1) トンネル構造概要(Ec9, $r_3/r_1=1.5$)

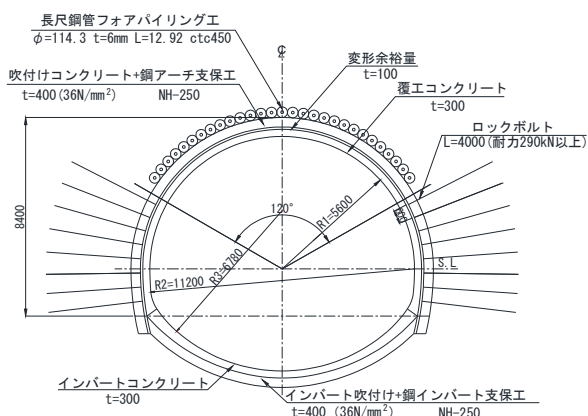


図-7(2) トンネル構造概要(Ec10, $r_3/r_1=1.2$)

5. 全断面早期閉合工法概要

(1) 曲面切羽形状

曲面切羽^①は、曲面と直平面で形成され、切羽前面は施工性を考慮し、直平面とする(図-8)。鏡掘込み長 L_s の目標は、 $L_s=2L$ を基本とし、一掘進長 L の2倍に支保工建込み余裕の0.3mを加えたものである。曲面の円中心は、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。

(2) 全断面早期閉合

掘削方法は、曲面切羽による全断面早期閉合の機械掘削であり、写真-1、図-8に示すように、全断面掘削①と断面閉合②の2～3m進行毎の交互施工である^⑧。早期閉合距離は $L_f=3\sim6$ mを基本とする。早期閉合施工単位 L_c は、施工性と施工速度を考慮し、 $L_c=2\sim3$ mとする。 $L_f=3$ mで $L_c=2$ mの場合の全断面早期閉合概要を図-8に示す。

(3) 計測工概要

切羽観察は、NEXCO施工管理要領に基づいて実施する。計測工A断面は、進行方向10m間隔に設ける。

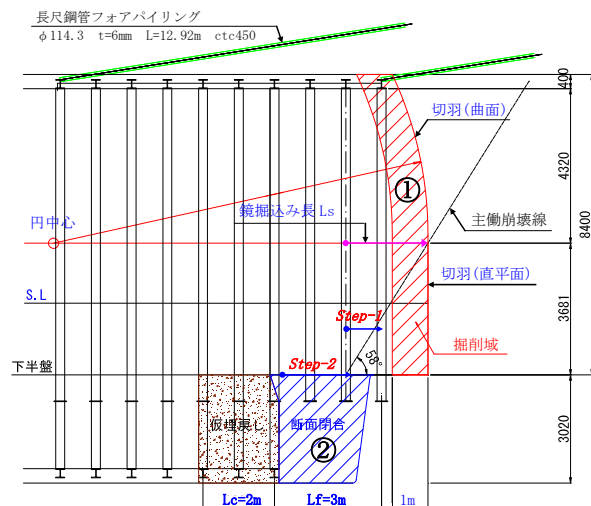
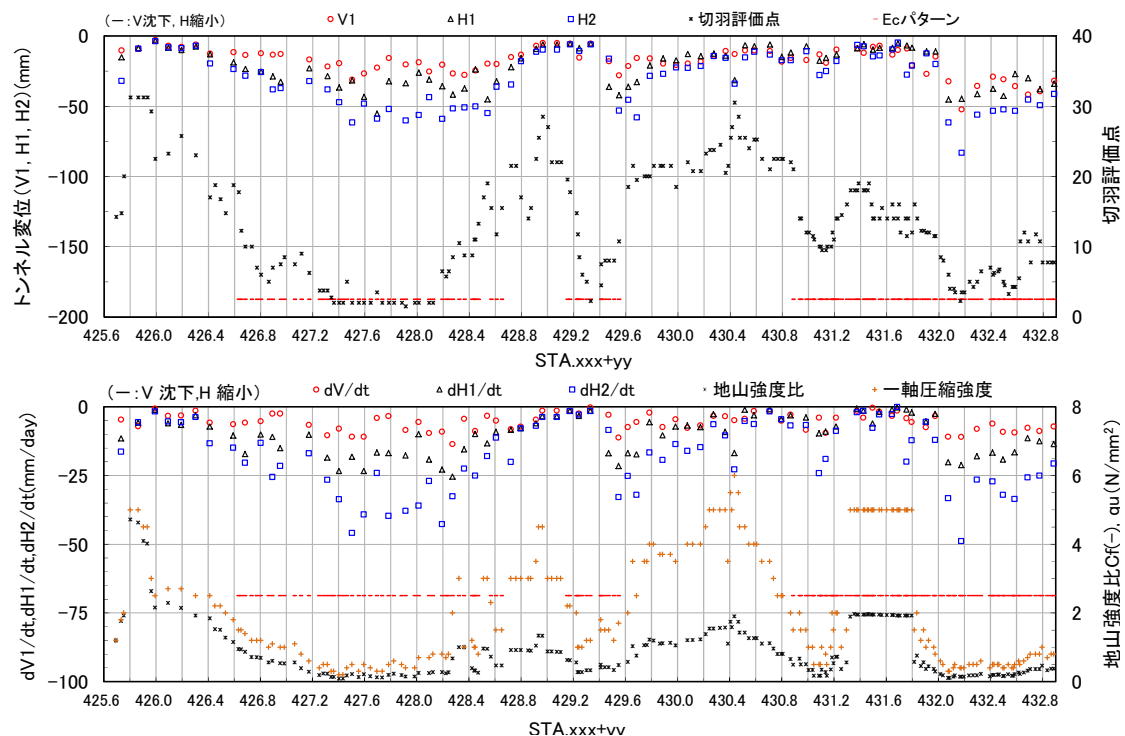
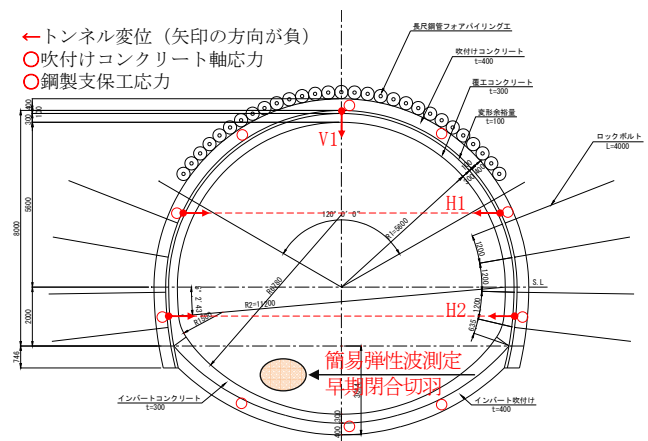


図-8 全断面早期閉合概要($L_s=2L$, $L_f=3$ m, $L_c=2$ m)

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-9)。計測工B断面は、早期閉合パターン毎に設けることを基本とし、吹付けコンクリート応力と鋼製支保工応力を1時間毎に自動測定する。



6. 施工結果

全断面早期閉合工法では、切羽観察データからの切羽評価点とともに、地山の一軸圧縮強度を針貫入試験で算定、基本パラメータの地山強度比を評価、想定し、これに切羽の安定性などを考慮して、耐荷力評価した $r_3/r_1 = 2.0$ の DIIc1, DIIc2, $r_3/r_1 = 1.5$ の Ec1, Ec9, Ec3 および $r_3/r_1 = 1.2$ とする Ec10 などの早期閉合パターンを選択、計測工 A, B でトンネルの安定性を確認、耐荷力の余裕を照査して、施工を進めている。

この方法による縫返し以奥の延長 725m の地山状況とトンネル変位，初期変位速度は，図-10 に示す．支保パターンは，切羽評価点，地山強度比に対応して選択されており，トンネル変位は下半内空変位 H2 が卓越する．

(1) 地山性状

実施支保パターン別切羽評価点と地山強度比cf, 実施支保パターン別区間長から、以下のことがいえる。

・DIIc の切羽評価点は概ね 20 である。風化岩の Ec は 15 以下、強風化岩は 10 以下となり、切羽評価点が小さくなるにしたがい支保耐荷力の大きい早期閉合パターンが選択され、トンネルの安定が確保されている(図-11)。

・DIIcの地山強度比は、0.5～2である。Ec10を除くEcでは、破碎質地山で $cf=2$ と評価された針貫入試験値の影響を大きく受け、平均値は0.6～1.2となっているが0.1～1.0が採用されている。Ec10では、0.3以下の採用であり、地山強度比に対応して早期閉合パターンが選択されている(図-12)。

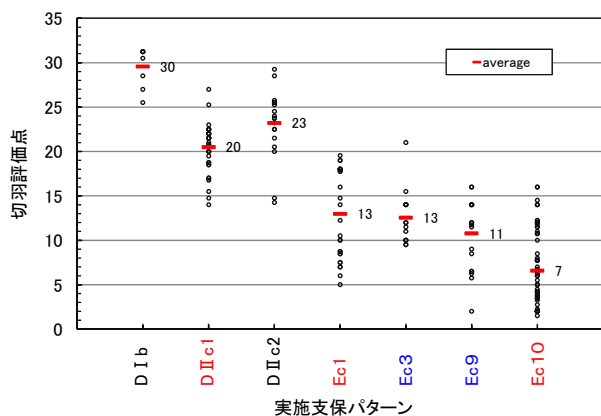


図-11 実施支保パターン別切羽評価点

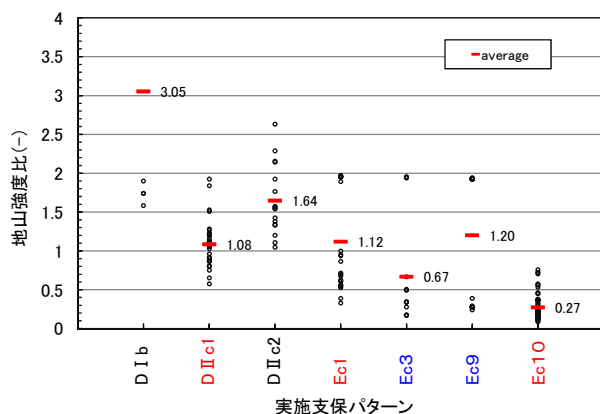


図-12 実施支保パターン別地山強度比

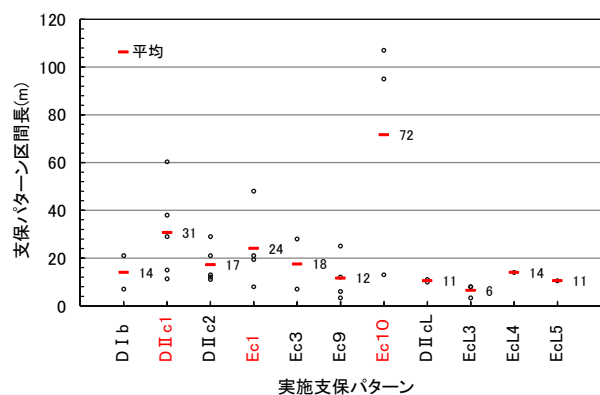


図-13 実施支保パターン別区間長

・早期閉合パターン区間長は、D II c1とEc1およびEc10を除き、概ね2D(Dは掘削幅)以下である。D II c1, Ec1, Ec10は、代表的な早期閉合パターンである(図-13)。

(2) 変形挙動特性

Lf=3~7mとする早期閉合トンネルの計測工Aによる変位測定データから、以下のことがいえる。

・初期変位速度の天端沈下速度 $dV1/dt$ は-15mm/day以下の沈下、下半内空変位速度 $dH2/dt$ は-50mm/day以下の縮小であり、吹付けコンクリートによる健全な多心円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(図-14)。

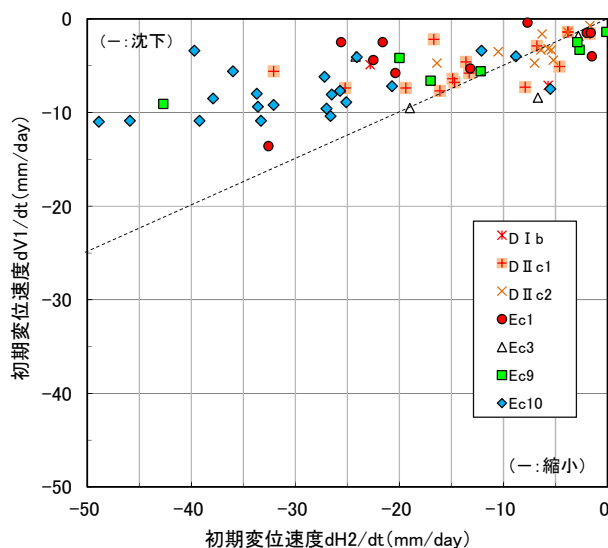


図-14(1) 初期変位速度

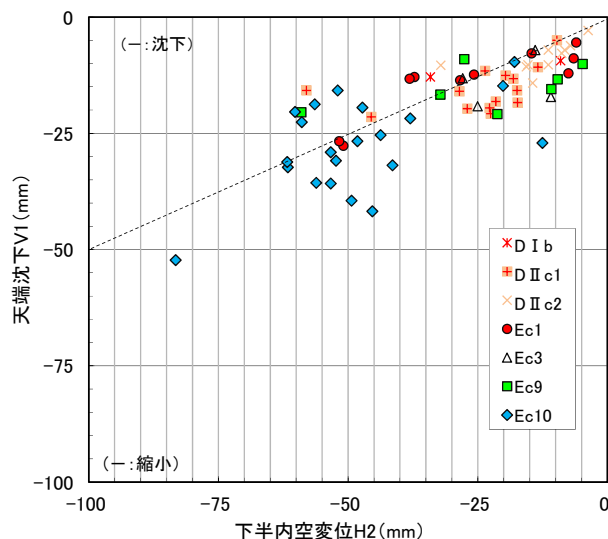


図-14(2) トンネル変位

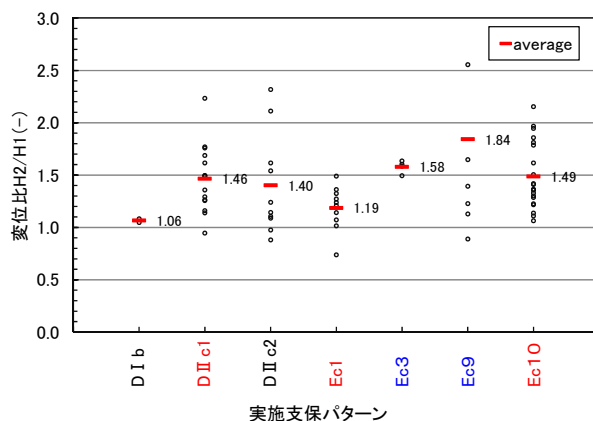


図-15 内空変位比H2/H1

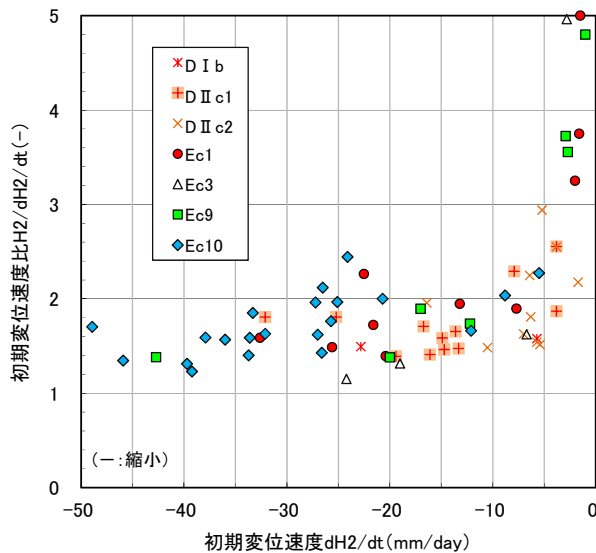


図-16 初期変位速度比

・トンネル変位の天端沈下V1は-55mm以下の沈下，下半内空変位のH2は-85mm以下の縮小であり，変形余裕量10cmの範囲で必要内空は確保できている(図-14)。

・早期閉合トンネルのH2は，上半内空変位H1の約1.5倍である(図-15)。

・H2は， $dH2/dt$ が-30mm/dayを超えても， $dH2/dt$ の2倍以下で収束する(図-16)。

・ $Lf=3\sim7m$ の全断面早期閉合では， $dV1/dt$ は地山強度比の違いによる有意な差はない。 $dH2/dt$ は地山強度比が小さくなるにしたがい大きくなり，地山性状の影響を大きく受ける(図-17)。

・Ec10では， Lf を3～7mでトンネルの安定を確保している。これを除くEc1，Ec3，Ec9は， $Lf=5\sim7m$ でトンネルの安定が確保できている。 Lf とトンネル変位に有意な相関はない(図-18)。

以上から， $Lf=3\sim7m$ とする早期閉合トンネルの変形挙動として，健全なリング構造が形成され，トンネルの安定が確保されていれば，下半内空変位H2が卓越し，地山物性分布の影響を大きく受けることが示された。

(3) 多心円リング構造の安定性

早期閉合パターン Ec1，Ec3，Ec10 の計測工 B による部材応力測定データから，以下のことがいえる。

・ $r3/r1=1.2$ のEc10吹付けコンクリート軸応力の最大は， $24N/mm^2$ の圧縮となり，SL下を除くと滑らかに分布し，多心円リング構造の安定性は高い(図-19)。

・ $r3/r1=1.5$ のEc1吹付けコンクリート軸応力の最大は， $25N/mm^2$ の圧縮となり，地山物性分布の影響を受けて大きく変化する。H-200の鋼インバート支持工は，降伏強度を超えるが，安定性は確保されている(図-20)。

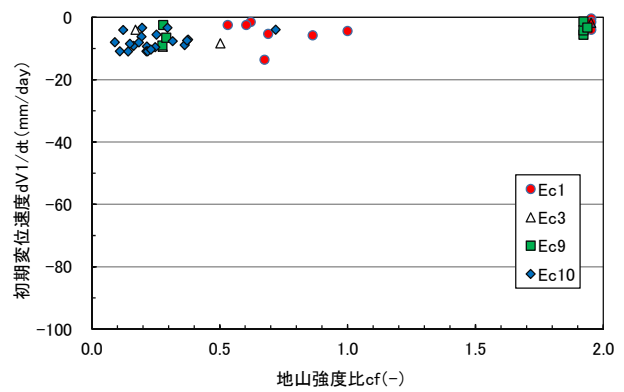


図-17(1) cf と $dV1/dt$

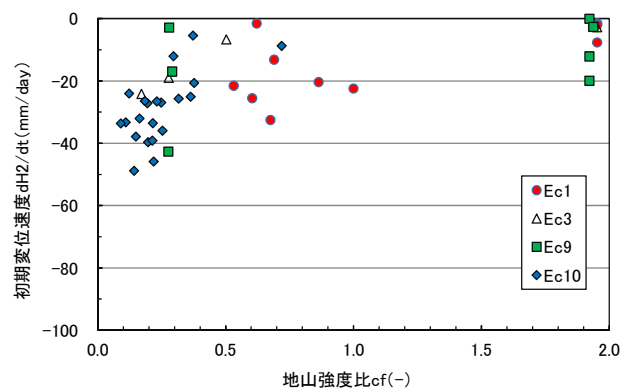


図-17(2) cf と $dH2/dt$

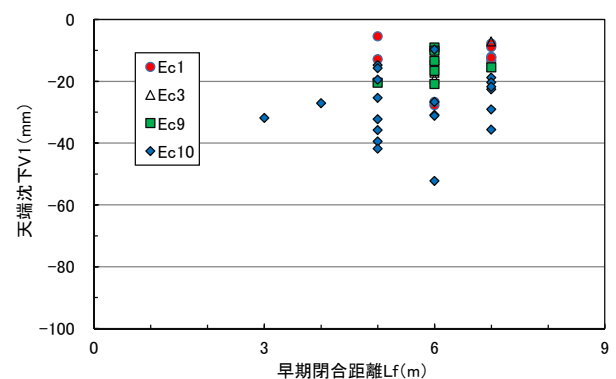


図-18(1) Lf と V1

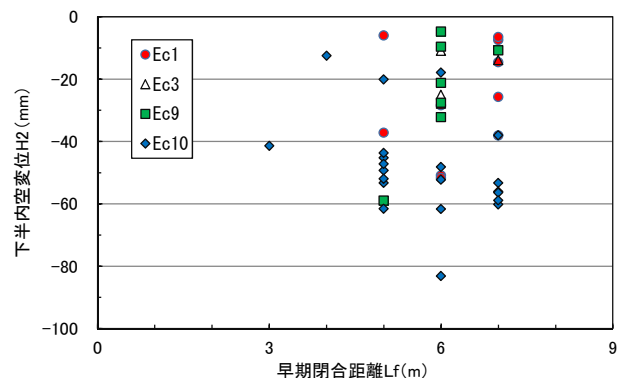


図-18(2) Lf と H2

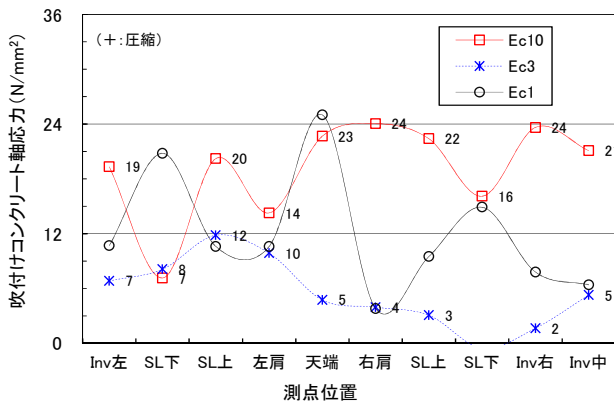


図-19 吹付けコンクリート軸応力 σ_c

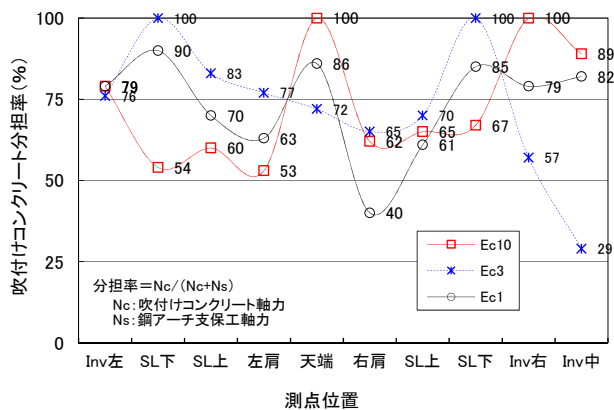


図-21 吹付けコンクリート軸力分担率

・ $r_3/r_1=1.5$ の Ec3 吹付けコンクリート軸応力は、 12N/mm^2 の圧縮となり、小さく発生する。H-200 の鋼アーチ支保工片側端と鋼インバート支保工は、扁土圧の影響を受けて耐荷力を超えるが安定性は確保できている(図-20)。

以上から、 $r_3/r_1=1.2$ の採用により、吹付けコンクリート軸応力は滑らかに分布し、最大 24N/mm^2 の圧縮応力、リング構造全軸力の 60～80% を分担、設計基準強度の $2/3$ の応力レベルで健全なリング構造が形成され、 $L_f=3\sim 7\text{m}$ であっても、トンネルの安定が確保できている(図-21)。また、鋼製支保工は、降伏強度を超えるが、吹付けコンクリートによる健全な多心円リング構造が形成された状態では、部材の力学的安定は確保されており、多心円リング構造に靱性を付加し、トンネルの安定性を高める。

(4) 作用土圧

吹付けコンクリート応力から換算する吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高 $H_m (=N_c/t/\gamma)$ 、 N_c は吹付けコンクリート軸力、 r は支保構造半径、 γ は単位体積重量)は、図-22 に示す。地山強度比からの想定土被り相当高 H_d と H_m の関係は、図-23 に示す。

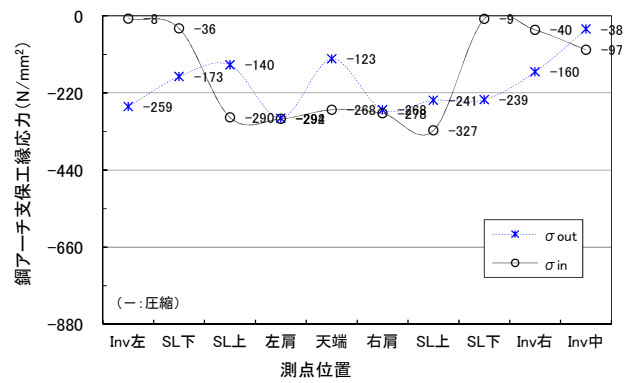


図-20(1) 鋼製支保工縁応力 (Ec1)

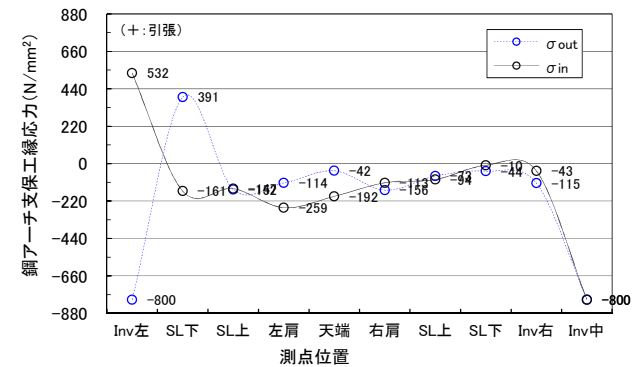


図-20(2) 鋼製支保工縁応力 (Ec3)

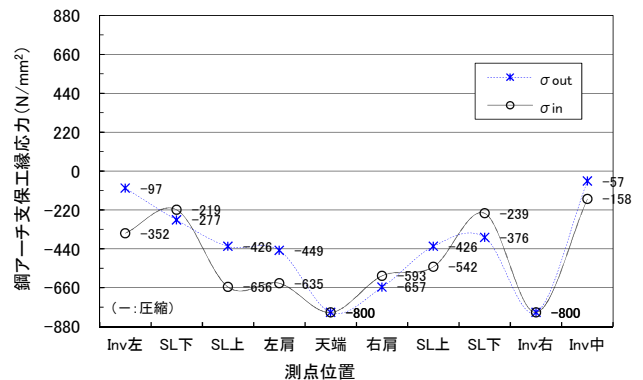


図-20(3) 鋼製支保工縁応力 (Ec10)

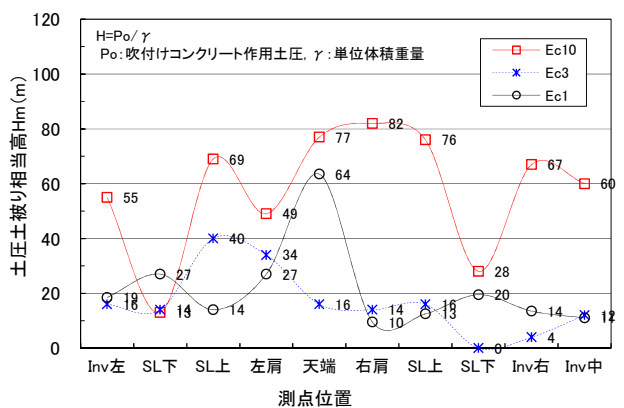


図-22 土圧土被り相当高 H_m

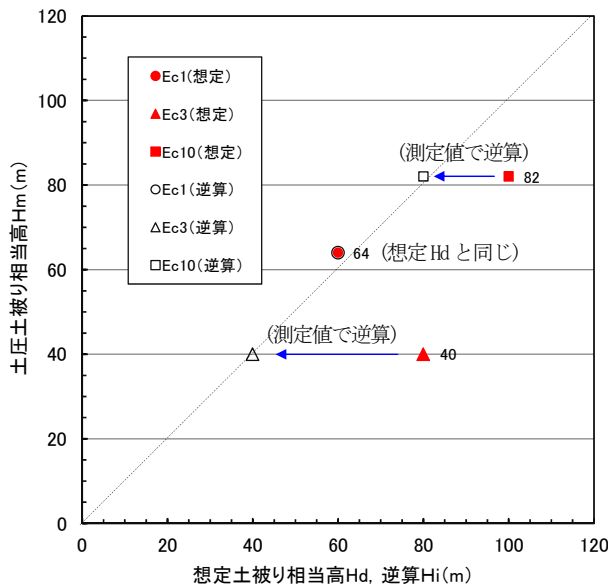


図-23 想定Hd, 逆算Hi とHm

q_u と h から土圧土被り相当高 H を推定する理論式⁹⁾を用いて、トンネル支保構造半径 $r_1=5.9\text{m}$ における h と H および h と cf の関係は、 q_u をパラメータとして表すと、図-24 のようになる。この関係を用いて、 Ec_1 , Ec_3 , Ec_{10} の h と H_m から q_u と cf を逆算すると図-25 のようになり、想定土圧の土被り相当高を H_i として逆算し、 H_i と H_m の関係であらわすと、図-23 のようになる。

これらから、以下のことがいえる。

- ・作用土圧の土被り相当高 H_m は、50m 未満、60m, 80m 相当となり、 cf はそれぞれ 0.5 以上、0.3, 0.1 に対応する(図-22, 図-2)。

- ・土圧の最大土被り相当高は $H_m=82\text{m}$, $cf=0.1$ に対応し、地山強度比 cf から吹付けコンクリート作用土圧 H_d を想定する方法の有効性が示された(図-2)。

- ・ $h=150\text{m}$ の理論式による $H_d(=100\text{m}, q_u=0.25\text{N/mm}^2)$ は、 $H_m(=82\text{m})$ を上まわっているが、これの逆算 q_u は 0.3N/mm^2 となっており、押出し性地山の q_u による理論式からの土圧推定は可能である(図-25, 図-3)。

- ・ cf による早期閉合パターン選択では、 H_d と H_m に差が生じており、切羽観察での q_u の高精度測定が重要である(図-23)。

- ・ h と H_m から cf を理論式で逆算(図-24, 図-25), これによる土圧の土被り相当高 H_i は、 H_m と同等レベルであり、この理論式による q_u の高精度の推定が可能である(表-1, 図-23)。

- ・健全なリング構造が形成された多心円トンネルに作用する土圧 P_o は、トンネル形状の r_3/r_1 や支保性能、早期閉合距離 L_f などの施工方法の違いによる影響は小さく、 q_u と解放地圧 γh の大きさ、すなわち地山強度比 cf で決まる。

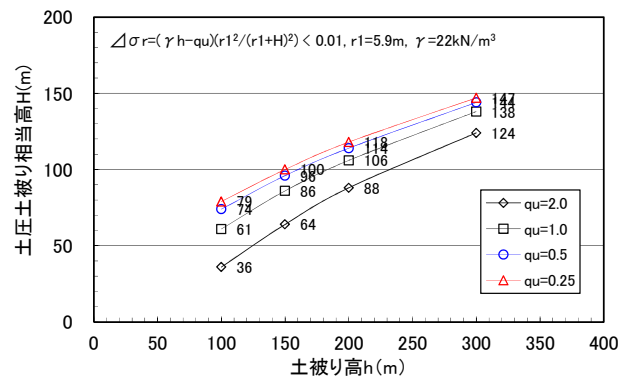


図-24(1) h と H(理論式)

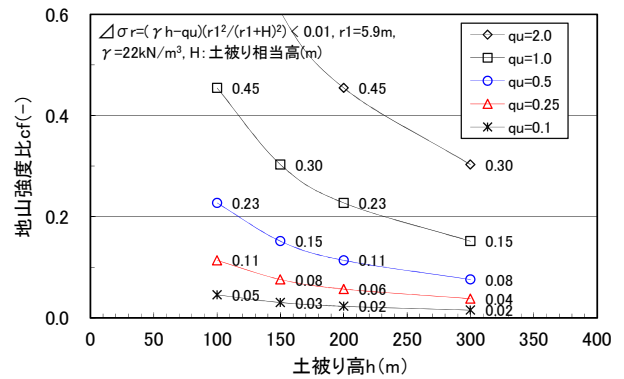


図-24(2) h と cf (理論式)

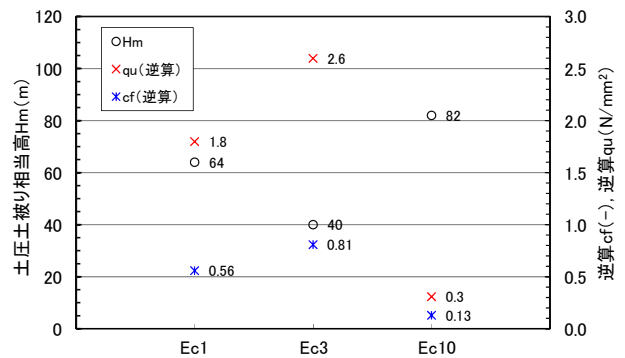


図-25 逆算(cf , q_u) と H_m (理論式)

7. 地山物性値推定方法

全断面早期閉合法では、地山強度比 cf を切羽観察で評価、推定し、早期閉合パターンを選択する。このため、全断面早期閉合の切羽観察に、簡易弾性波試験⁹⁾を追加し、粘土質と破碎質地山の強度を、高精度に推定できるようにする(図-9)。

(1) 地山強度推定

粘土質地山の一軸圧縮強度 $q_u(\text{N/mm}^2)$ は、針貫入試験(p_e)で求める。応力解放された破碎質地山では、早期閉合切羽で地山の弾性波速度 ($V_p, \text{km/s}$) を簡易弾性波試験で測定、割れ目指数 $k=V_p/V_L$ で算定、 $q_u=k^2 \times q_u'$ で換算する¹⁰⁾。

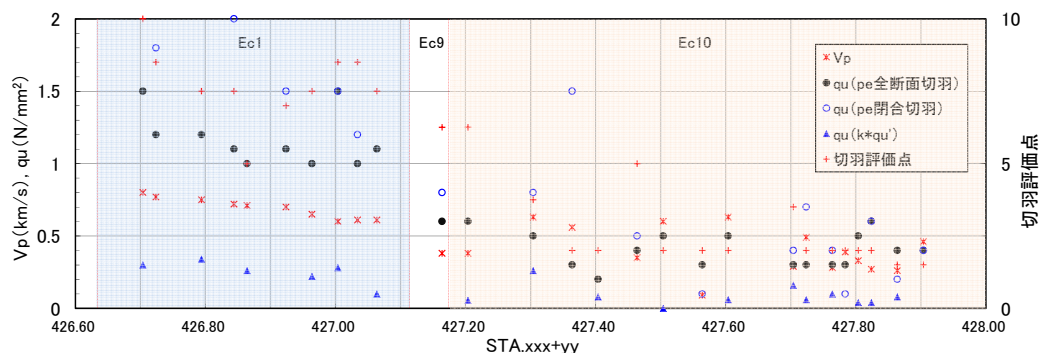


図-26 弾性波速度 V_p ・地山強度 qu ・切羽評価点

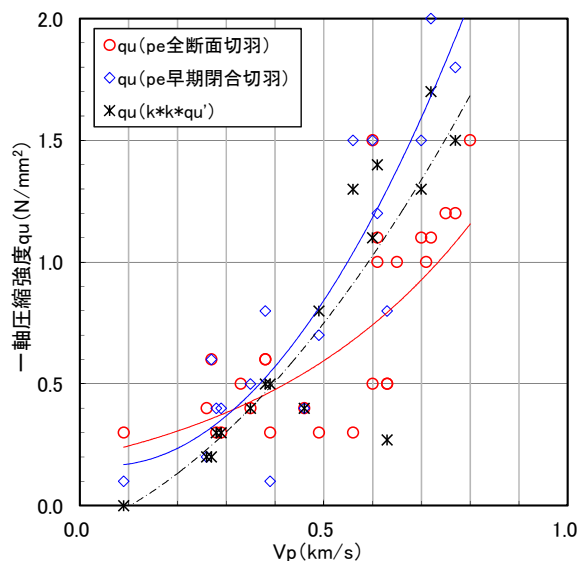


図-27 V_p と qu

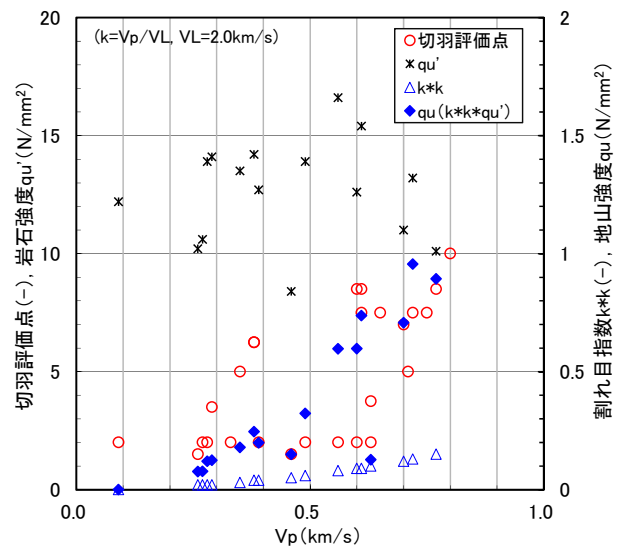


図-28 V_p と破砕質地山強度 qu

V_L は応力解放以前の泥岩の弾性波速度で $V_L=2\text{km/s}$, qu' は点載荷試験からの岩石強度である。

(2) 測定結果と考察

切羽観察データと実施支保パターン、早期閉合トンネル変位から、以下のことがわかる。

- V_p が 0.6km/s 以下では、切羽評価点は 2 を下まわり Ec10 の施工である。 V_p が 0.6km/s 以上では 7～10 となり、 Ec1 の施工である(図-26)。

- 全断面切羽の針貫入試験からの qu は、 V_p が 0.6km/s を境にして、 $0.3\sim 0.5\text{N/mm}^2$ と $1.0\sim 1.3\text{N/mm}^2$ に大別される(図-27)。

- 早期閉合切羽では、針貫入試験の qu と割れ目指数からの地山強度の換算値は、同様の傾向を示しており、 V_p が 0.8km/s 以下の破砕質地山の強度推定に有効である(図-27)。

- 岩石強度 qu' と V_p の相関はみられず、 qu' は $10\sim 15\text{N/mm}^2$ である。割れ目指数からの k^2 で換算すると、 V_p に対応する地山強度 qu が推定可能である(図-28)。

- トンネル変位は、全断面早期閉合によりトンネルの安定が確保されているので、 V_p との相関はみられなく、

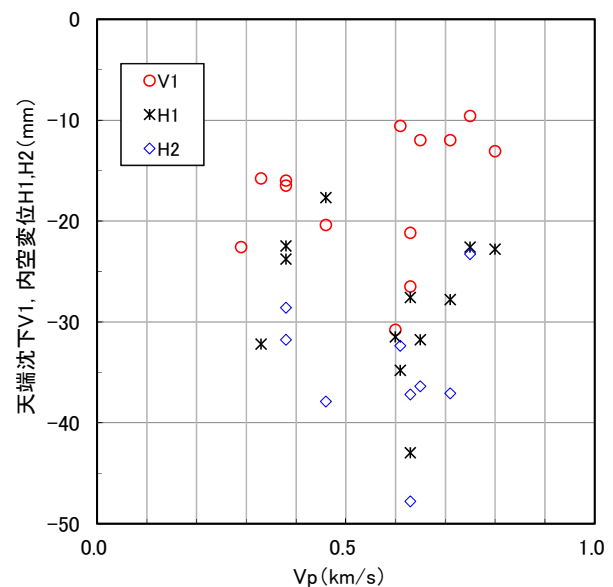


図-29 V_p とトンネル変位

地山性状で決まる(図-29)。

- Ec10 の弾性波速度 V_p の平均値は 0.4km/s 、地山強度比 cf は 0.18 であり、土圧想定地山強度比 cf と同程度である(図-30、図-31)。

以上から、弾性波速度が1km/s以下の低強度地山の強度推定方法として、岩石強度を割れ目指数で補正する方法の有効性が示され、早期閉合パターンとの対応で確認した。

8. まとめ

地山強度比による早期閉合トンネル支保パターン化を試み、 L_f を 3~7m とする曲面切羽の全断面早期閉合工法で延長 725m を施工した。得られた知見は、以下のとおりである。

(1)地山強度比による吹付けコンクリート作用土圧 P_o の推定と r_1 , h , q_u をパラメータとする理論式による方法は、高精度な土圧想定が可能である。これにより、早期閉合トンネル支保パターン化施工は可能となり、低強度地山のトンネル施工を確実にすることが示された。

(2)早期閉合距離 L_f の短縮で dV_1/dt を-15mm 以下、 dH_2/dt を-50mm/day 以下に抑制すると、多心円トンネルの健全なリング構造が形成され、トンネルの安定は確保でき、 H_2 は dH_2/dt の約 2 倍以下で収束する。このことから、変形余裕量として 10cm を考慮すれば内空確保は可能である。

(3) $r_3/r_1=1.2$ の Ec_{10} は、吹付けコンクリート応力は滑らかに分布し、健全なリング構造が形成され、 $L_f=3\sim 7m$ でトンネルの安定が確保できる。鋼製支保工は降伏強度を超えるが、健全なリング構造が形成された状態では、部材の力学的安定は確保され、多心円リング構造に靱性を付加し、トンネルの安定性を高める。

(4)健全な多心円トンネルに作用する土圧 P_o は、トンネル形状の r_3/r_1 や支保性能、早期閉合距離 L_f などの違いによる影響は小さく、地山強度比 cf すなわち地山強度 q_u と解放地圧 γh の大きさで決まる。

(5) cf による早期閉合パターン選択は、想定土被り相当高 H_d と土圧土被り相当高 H_m に差が生じており、 q_u の高精度測定が必要である。

(6) h と H_m から cf を逆算する理論式による方法は、 q_u の高精度の推定が可能である。また、弾性波速度が 1km/s 以下の低強度地山の強度推定方法として、岩石強度を割れ目指数で補正する方法の有効性が示され、早期閉合パターンとの対応で確認できた。

9. おわりに

2015 年 7 月 21 日、実貫通した。両坑口は、地すべりを含む低強度地山のトンネル施工である。中央付近には地山強度比が 0.1 を下まわる低強度の強風化泥岩が出現

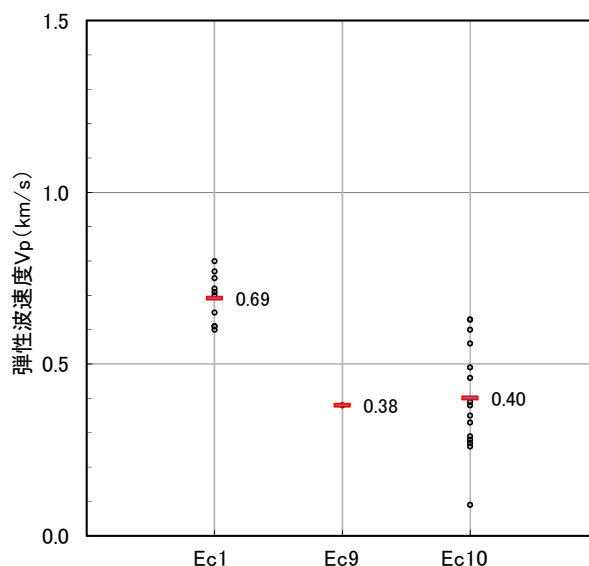


図-30 早期閉合パターンと V_p

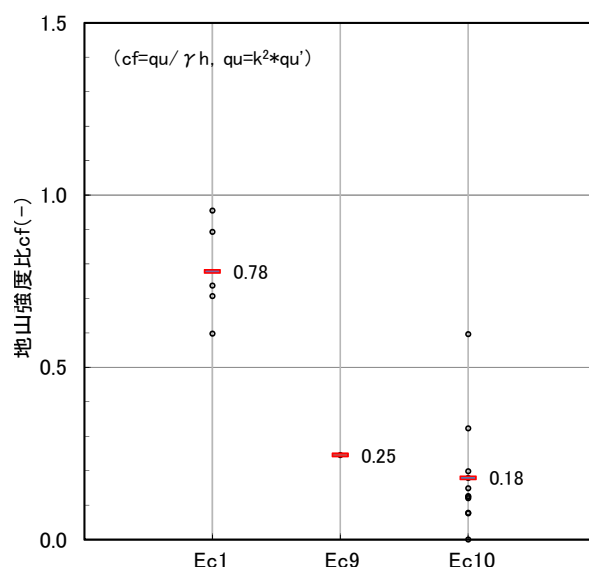


図-31 早期閉合パターンと cf

し、トンネル延長の約 70%を全断面早期閉合工法によるトンネル施工を強いられた。この間、二度にわたる切羽崩壊、二重支保工法の試行、過大变位区間の縫返しを余儀なくされた。これらをとおして、早期閉合トンネル安定のメカニズムや早期閉合トンネル基本パラメータと力学挙動特性などについて整理、理解し、土圧想定と必要耐荷力に基づく早期閉合トンネルのパターン化施工を実施し、この工法は押し出し性地山における合理的なトンネル安定確保方法であり、施工を確実にできることが示された。

現在、全断面早期閉合工法区間覆工の性能管理値による施工管理と覆工応力測定を実施中であり、この成果は、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、東京都立大学名誉教授今田徹先生、首都大学東京都市環境学部教授西村和夫先生、中日本高速道路株式会社東京支社佐藤淳副所長、中日本高速道路株式会社技術・建設本部および東京支社、株式会社高速道路総合技術研究所トンネル研究室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) 中野清人, 小川澄, 楠本太, 樽井稔: 早期閉合トンネルの現状と挙動特性, トンネル工学報告集, pp.151-162, 2010.
- 2) 佐藤淳, 楠本太, 土門剛, 西村和夫: 早期閉合トンネル挙動特性と力学パラメータに関する考察, トンネル工学報告集, 第24巻, I-18, 2014.
- 3) 佐藤淳, 前田崇文, 楠本太: 早期閉合構造形状が早期閉合トンネル安定性に及ぼす影響, 第70回年次学術講演会, JSCE, VI-765, 2015.
- 4) 高橋俊長, 垣見康介, 楠本太: 押出し性地山の山岳トンネル覆工構造, 第 66 回年次学術講演会, JSCE, VI-425, 2011.
- 5) 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, 第 66 回年次学術講演会, JSCE, VI-395, 2011.
- 6) 佐藤淳, 楠本太, 今田徹, 西村和夫: 全断面早期閉合法に関する実証的研究, トンネルと地下, 第 46 巻 9 号, pp.57-67, 2015.
- 7) 楠本太, 恩田雅也, 上岡真也: 押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, 第 60 回年次学術講演会, JSCE, III-214, 2005.
- 8) 佐藤淳, 田丸浩行, 楠本太, 西村和夫: 曲面切羽と全断面早期閉合の適用性に関する実証的研究, トンネルと地下, 第45巻1号, pp.49-51, 2014.
- 9) 池田正晃, 真下英人, 宮川順一: トンネル切羽における簡易弾性波の現場計測試験, 第 51 回年次学術講演会, JSCE, III-B63, 1996.
- 10) 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説, 社団法人日本道路協会, p.84, 2003.

(2015. 8. 7 受付)

STUDY ON MECHANICAL PARAMETERS OF FULL-FACE TUNNELING WITH EARLY RING CLOSURE

Hiroyuki TAMARU, Takafumi MAEDA, Kousuke TANIMURA and Futoshi KUSUMOTO

A 725 m long Sequential Excavation Method tunnel has been excavated into squeezing ground employing full face excavation at curved tunnel faces and early ring closure with the distance to ring closure, L_f , ranging from 3m to 7m. The tunnel was designed to have the load-carrying capacity required for tunnel support that was estimated from the thick cylinder theory, and the exerted earth pressure, P_o , which can be determined from the competence factor, C_f . As a result, the validity of the theoretical estimation method for earth pressure, P_o , which is acting on the shotcrete, based on the competence factor, C_f , which can be obtained from the unconfined compressive strength of ground, q_u , has been clarified.