

切羽前方の地下水圧管理に基づく 断層破碎帯のトンネル掘削

北村 義宜¹・渕先 弘一¹・西岡 和則²・宮嶋 保幸³

¹正会員 鹿島建設株式会社 箕面トンネル西工事事務所（〒563-0252 大阪府箕面市下止々呂美301）
E-mail: y-kitamura@kajima.com

²正会員 鹿島建設株式会社 土木管理本部（〒107-8348 東京都港区赤坂6-5-11）
E-mail: tezuka-yasunari@kajima.com

³正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1）
E-mail: iwano@kajima.com, sanoy@kajima.com

箕面トンネル西工事では下り線トンネルの掘削中に五月山断層の一部となる破碎帯に遭遇し、吹付けコンクリートの一部が崩落するとともにトンネル背面の土砂流出を伴って多量の湧水が生じた。そこで高圧かつ大量の湧水が生じる箇所にも適用可能なウレタン系注入システムを用いて土砂流出領域周辺の地山を改良するとともに、簡便な水圧測定と切羽前方に対する水抜きボーリングにより、地下水圧を制御しながら掘削することで当該断層を突破することができた。本報ではこれらの施工実績について報告する。

Key Words : fault zone excavation, urethane grout, ground-water pressure, drainage boring

1. はじめに

箕面トンネルは、新名神高速道路（高槻第一JCT～神戸JCT 全長40.5km）のうち、大阪府箕面市北部を東西に横断する全長約5kmの2車線双設道路トンネルであり、本工事ではこのうち西側約3kmの施工を行っている（図-1参照）。

箕面トンネル西工事に関する工事概要を表-1に、トンネルに関する諸元を表-2にそれぞれ示す。

下り線トンネルを400m程度掘削した時点で断層破碎帯に遭遇し、左側壁の吹付けコンクリートが崩落するとともに多量の被圧湧水を伴って背面土砂がトンネル内に

流出した（写真-1参照）。このため、土砂が流出した領域を応急的に吹付けコンクリートで埋め戻した後、高圧かつ大量の湧水が生じる箇所にも適用可能なウレタン系注入システムを用いて土砂流出領域周辺の地山を改良するとともに、切羽前方の水圧を水抜きボーリングにより制御しながら掘削を継続することで当該断層を突破した。本報ではこれらの実績について報告する。



図-1 箕面トンネル西工事の位置図



写真-1 トンネル側壁からの土砂流出状況

表-1 工事概要

工事名	新名神高速道路箕面トンネル西工事
工事期間	平成 24 年 6 月～平成 28 年 6 月
工事場所	大阪府箕面市栗生間谷～下止々呂美
発注者	西日本高速道路株式会社 関西支社
受注者	鹿島建設株式会社

表-2 トンネル諸元

道路規格	第 1 種 第 2 級 B 規格 暫定 4 車線
工区延長	上り線 2,916m 下り線 2,895m
縦断勾配	上り線 2.0% 下り線 2.0%
掘削断面積	76.2 ～99.0m ²
非常駐車帯	8 か所
避難連絡坑	4 か所

2. 地山条件

箕面トンネル西工事は坑口から貫通点まで古生代の砂岩または砂岩優勢砂岩・頁岩互層が大部分を占め、一部で石英斑岩や流紋岩が貫入する。地山の弾性波速度は断層部で3.0～3.8km/s、断層部以外で4.6～5.0km/sと比較的速く、支保パターン比率はCⅠが70%、CⅡが15%、DⅠが11%となっており、全体的に良好な地質であると想定されていた。土被りは最大380mである。またトンネル坑口近傍は五月山断層が南西から北東の方向に発達しており、坑口から約420mまでの区間にFs-3からFs-7までの断層が断続的に出現すると予想されていた（図-2参照）。本トンネルの地質縦断面図を図-3に示す。

3. トンネル背面からの土砂流出

(1) 土砂流出の経緯

本トンネルでは上り線の坑口法面に対して斜面安定化対策が必要となったことで下り線の掘削が先行した。

下り線TD180m付近から岩盤性状が良好になり、CⅡ-a-Bパターンで掘削していたが、TD360m付近で卓越する亀裂方向がトンネル横断方向から軸方向に変わり、TD370m付近で吹付けコンクリートの崩落を伴って約60m³程度の背面土砂が坑内に流入した。崩落後に生じた空洞の奥行きは4m程度（図-4参照）であり、トンネル背面からは被圧された湧水が噴出する状況にあった。

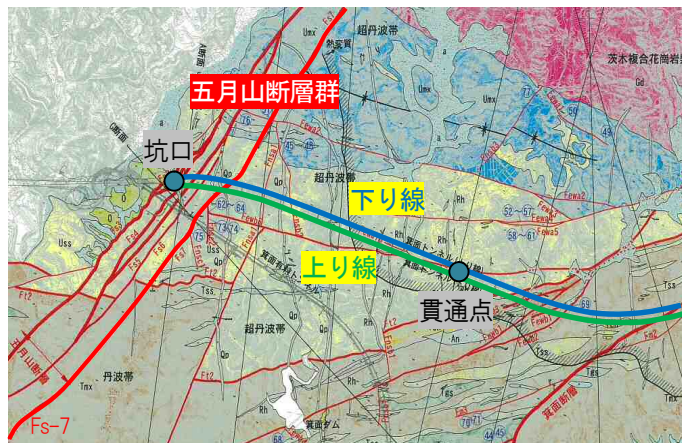


図-2 地質平面図

(2) 応急対策

土砂流出が収束した直後に応急対策として吹付けコンクリートによる埋戻しを行った。その後、吹付け面の内側に鋼製支保工（HH-100）を建て込み、吹付けコンクリート（ $t=100$ ）を施工することで崩落位置周辺における支保剛性を向上させるとともに、水抜き孔を4カ所設置して背面湧水の排出を図った。

応急対策完了後に掘削を再開したが、No.341から5m掘削したところで左側壁部の鋼製支保工が150mm程度押し出され、吹付けコンクリートにクラックが生じるなどの支保変状が生じた（写真-2参照）ため、掘削作業を中断した。

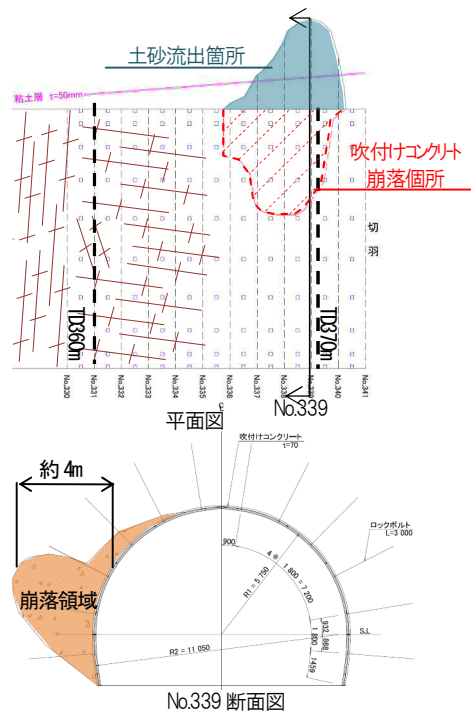


図-4 土砂流出位置の平面・断面図



写真-2 トンネル側壁の押し出し変状

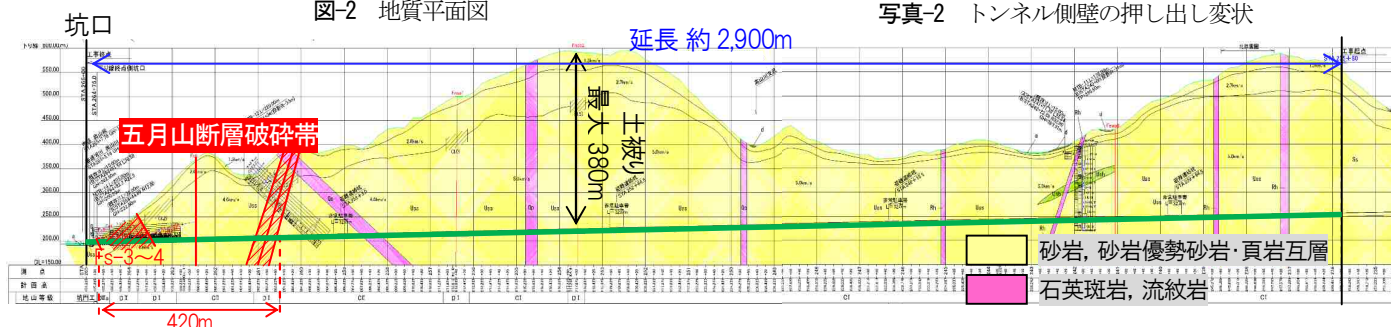


図-3 地質縦断面図

4. 土砂流出および支保変状の原因推定

(1) 土砂流出位置近傍の湧水量と地下水位

土砂流出位置近傍に存在する水位観測孔（図-5参照）で観測された地下水位とFs-7断層近傍における湧水量の経時変化を図-6に示す。

土砂流出時には湧水量が400L/minから1,000L/min、水抜き孔の施工後は1,300L/min程度まで増大した。また地下水位は湧水量の増大に伴い低下する傾向が確認されたが、水抜き孔の施工後も地下水位がトンネルより45m程度上方にあり、トンネルは地下水により被圧された状況であったことが分かった。

(2) 支保変状のメカニズム推定

土砂流出が生じた際、トンネル左側壁の背面に五月山断層群の共役断層と考えられるトンネル軸方向の粘土層が確認された。この粘土層が遮水層となって、トンネル背面側の地山とトンネル内に水頭差が生じ、トンネル左側壁に水圧に起因する外力が図-7のように作用したことにより、支保の押出しが生じたものと推察された。

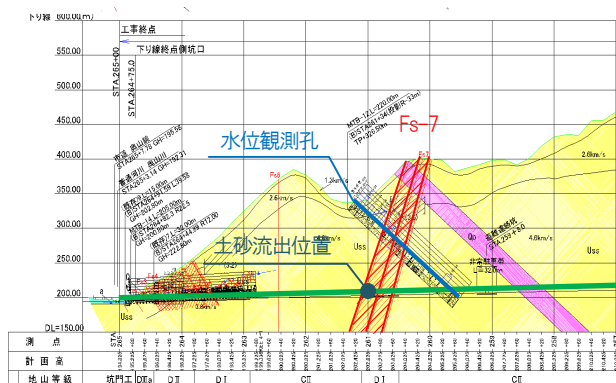


図-5 水位観測孔位置

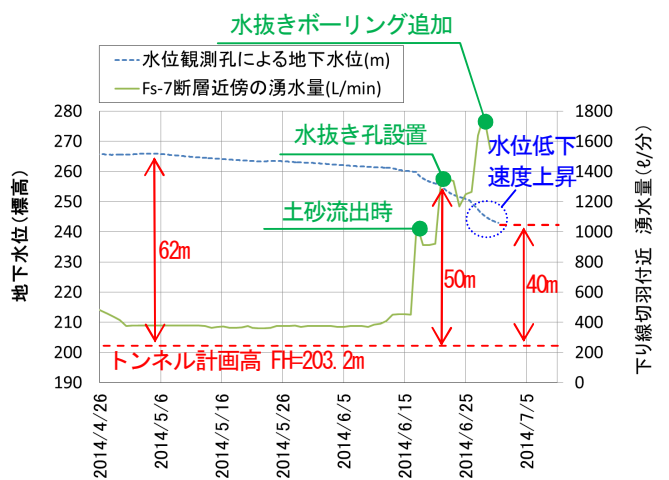


図-6 地下水位と断層からの湧水量
(水抜きボーリング追加時点)

5. 土砂流出部における対策工

(1) 水抜きボーリングによる地下水位の低下

トンネル内への湧水量が急増しているにも関わらず周辺の地下水位が依然として高い状態にあることから、図-8に示すように水抜きボーリングを8本設置して地下水位の低下を図ることとした。

これにより1,800L/min程度まで湧水量が増加し、地下水位の低下速度も上昇したが、地下水面はトンネル計画高より依然として高い状態であった（写真-3および図-6参照）。

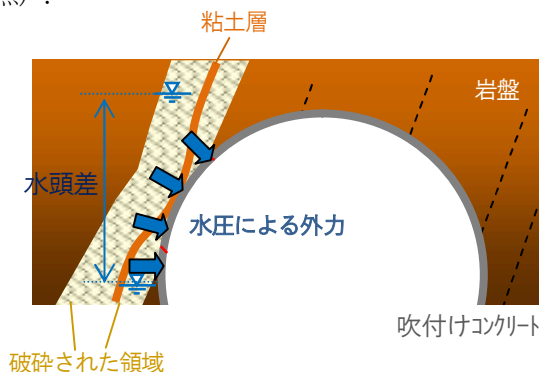


図-7 支保変状のメカニズム

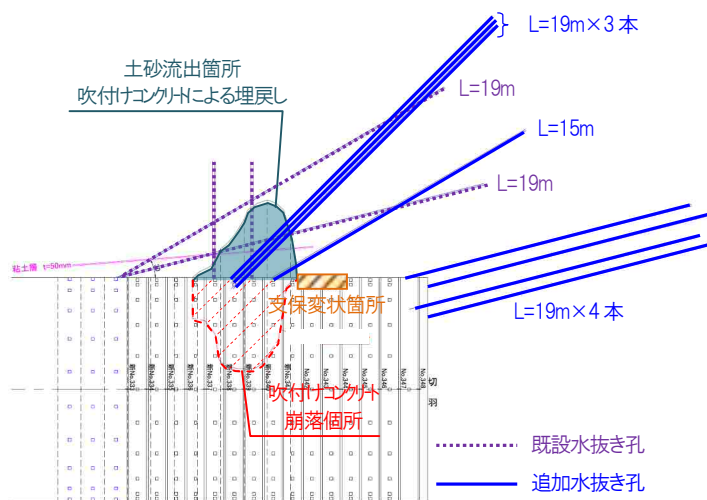


図-8 水抜きボーリング配置平面図



写真-3 水抜きボーリングからの排水状況

(2) 多量湧水帯部における地山の注入改良

a) 注入材

限られた時間内に地下水位を十分に低下させることが困難なため、掘削再開にあたってはトンネル背面の緩んだ地山を改良する必要があった。

地盤改良の際に一般的に用いられている水ガラス系やセメント系の注入材は、多量湧水の地山に対しては流出してしまう可能性が高かった。このため湧水と接触することで発泡固結体を形成する注入材を高圧で連続注入することにより、多量湧水帯に対して高い改良効果が期待できる2液性ウレタン系注入材⁹⁾を用いて注入改良を実施した。同注入材の特徴を表-3に示す。

b) 注入ボルト

2液性ウレタン系注入材は8MPa程度の高い圧力をかけて地山内に注入するため、高圧対応型特殊ボルトを使用した。このボルトの口元には写真-4に示すようにパッカーがついており、注入時に注入圧で自ら膨張して孔壁と密着することで注入材のリークを防止できるだけでなく、注入圧が5.5MPaに達するとパッカー内のリリース弁が解放されるため、地盤内に高圧で注入することが可能である（図-9参照）。

表-3 2液性ウレタン系注入材の特徴

概要	長期的な止水、あるいは帯水弱層の補強を目的としたウレタン系注入材水と接触することで発泡固結体を形成し、水と接触しないところでは発泡せず高強度の固結体を形成する
浸透性	浸透注入および割裂注入の双方に有効
硬化時間	水と接触しない場合 30±5秒(20℃)
注入方式	1.5ショット 高圧対応型ボルト使用 ドリルジャンボによる施工が可能
動水への適用性	湧水と接触して発泡固結体を形成し、高圧にて連続的に注入することで無発泡・高密度防水ゾーンが形成される
材料強度	ホモゲル 80(N/mm ²) サンドゲル 64(N/mm ²) 薬液：珪砂=1:2
長期耐久性	溶脱がないため長期耐久性に優れる



写真-4 高圧対応型特殊ボルト

c) 注入範囲

図-10～11に示す範囲にて長さ6mの注入ボルトを挿し角30～45°で60本打設し、幅15m×奥行き4mの注入改良ゾーンを形成した。

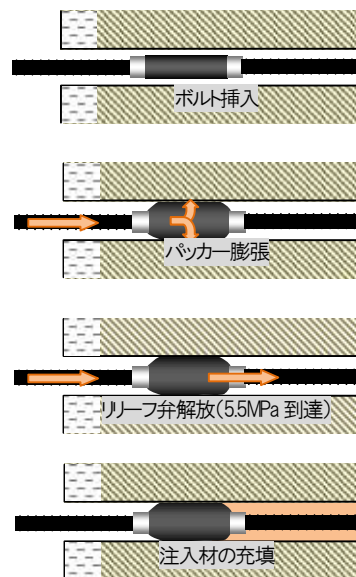


図-9 特殊ボルトの注入メカニズム

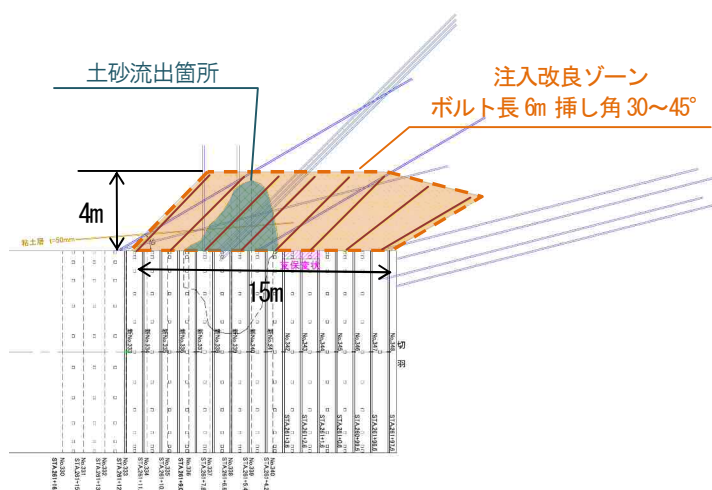


図-10 注入改良ゾーン平面図

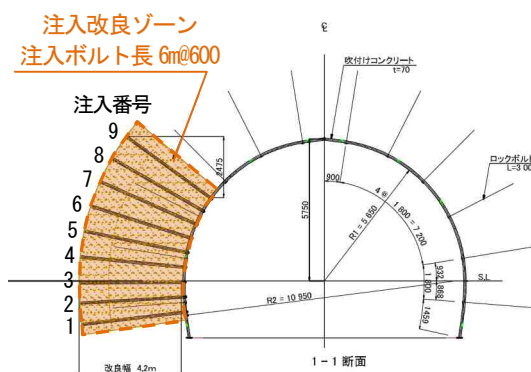


図-11 注入改良ゾーン断面図

d) 注入管理方法

注入式長尺鋼管先受工法標準積算資料²⁾に準拠し、以下の式に基づき1本当たりの注入量を算定した。

$$Q = V \times \lambda \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F \times 1,000 \quad \text{式(1)}$$

Q : 注入量(=135kg/本)

V : 注入対象土量(=1.53m³/本)

λ : 注入率(=0.075 風化岩 打設径60cm)

β : ロス率 (=5%)

ρ : 比重 (=1.13)

F : 発泡倍率 (=1) ※

注入対象土量 $V = \pi \times 0.62 \div 4 \times (6-0.6) = 1.53\text{m}^3$

※水に接触して反応すると約4倍(地山内)に発泡するが、水と接触しない場合は発泡しない。このため、水と接触せずに発泡しないことを想定し、注入倍率を1に設定した。

注入量の上限值は同工法での基準である200%を準用することとし、以下のように設定した。

$$Q_{\text{max}} = 135\text{kg/本} \times 200\% = 270\text{kg/本} \quad \text{式(2)}$$

e) 注入管理フロー

必要注入圧力は湧水量、湧水圧によって変化するが、過去の実績では注入圧が6~10MPa程度に上昇した場合に減水効果が得られている。このため注入圧力の上限値を中間値の8MPaに設定し、図-12のフローに基づいて注入管理を行った。

f) 注入結果

各断面における注入量を集計した結果を図-13に示す。土砂が流出した領域は支保工 No.337~No.341 付近であるが、この領域の注入量が他の領域よりも多くなった。これは土砂流出に伴い地山内に空隙が多く生じ、緩み領域が拡大していたためと考えられる。なお、土砂流出領域では注入量の上限值まで注入した割合が6割に達したが、土砂流出領域から離れた位置では注入圧が8MPaに達し、注入圧判定により注入を中止した。

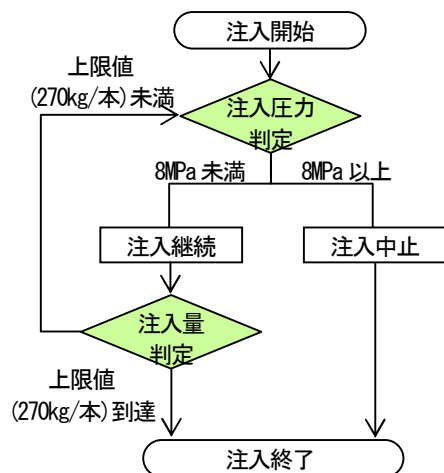


図-12 注入管理フロー

g) 注入後の湧水量と水抜き孔の追加

水抜き孔が注入により閉塞するのを防ぐため、水抜き孔の内部に塩ビ管を挿入して防護したが、図-14に示す5本の水抜き孔が閉塞した。この結果、閉塞を免れた水抜き孔からの湧水量が急増したため、注入完了後の湧水量は注入前とほぼ同じ1,500L/min程度となった。しかしながら、水抜き孔の閉塞により支保工に水圧が作用する恐れがあったため、閉塞した水抜き孔の近傍に新たに水抜き孔を3本追加した。

6. 切羽前方の水圧制御による断層破碎帯の掘削

土砂流出領域における対策工が完了した時点でも掘削位置近傍における水位観測孔の地下水位はトンネル計画高より30m程度上方に位置していた。地下水位が高い状態で掘削を継続すれば、再び切羽の崩壊や支保工の変状などが生じる懸念があるため、切羽前方の水圧を制御しながら適切な支保パターンを選定することで断層破碎帯を突破した。

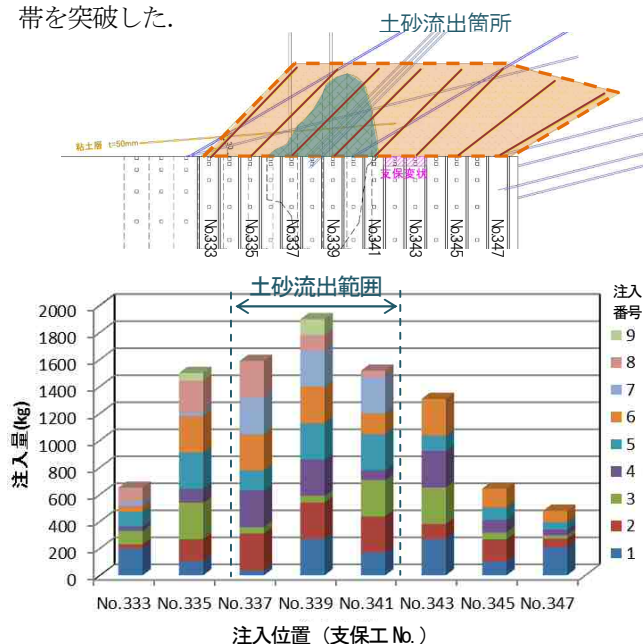


図-13 各断面における注入量の集計結果

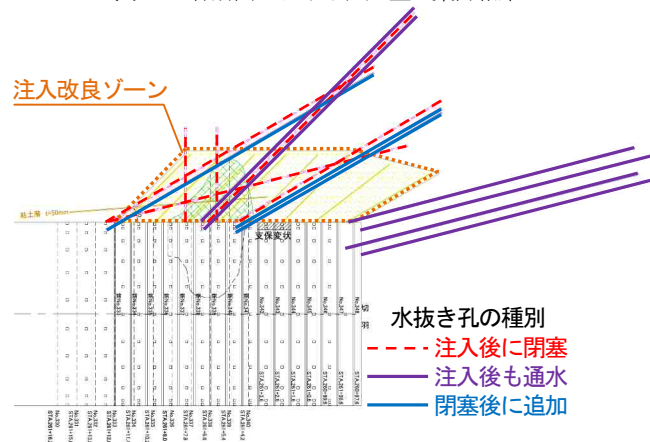


図-14 水抜きボーリング配置平面図(注入改良後)

(1) 水圧測定結果を考慮した掘進可否の判断

土砂流出が生じた位置からFs-7断層を突破するまでは図-15に示すフローに従って水圧測定結果を考慮した支保パターンを選定を行った。

(2) 切羽前方における動水勾配の測定

水抜きボーリング孔先端の水圧を測定するため、小口径鋼管先受工法に用いられる $\phi=76.3\text{mm}$ の鋼管を水抜き孔内に設置し、先頭管には有孔管、中間から端末管には無孔管を用いることで切羽前方の水圧(h_w)を計測した(写真-5参照)。次に、次回の水圧測定位置における動水勾配($i=h_w/L_2$)を求め、これが限界動水勾配以下であればこの位置まで掘進してよいものとした(図-16参照)。

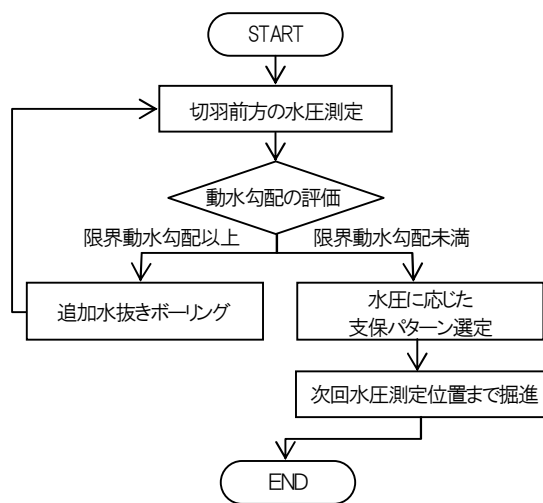


図-15 水圧測定結果を考慮した掘進可否の判断フロー



写真-5 水圧測定状況

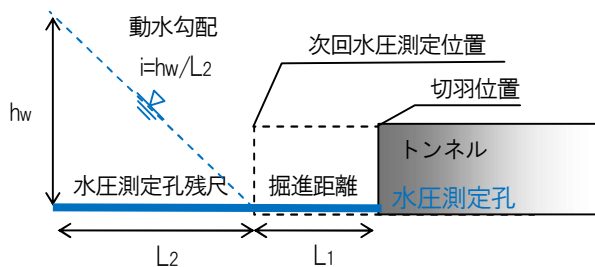


図-16 切羽前方の動水勾配の概念図

限界動水勾配は、微小土塊に作用する浸透力 P_w と抵抗力 F の関係で表現される³⁾(図-17参照)。

$$\text{浸透力 } P_w = \gamma_w \times h_w \times a^2 \quad \text{式(3)}$$

$$\text{抵抗力 } F = \gamma' \times (4h_r + 2a) \times \tan \phi \times a \times L + 4 \times a \times L \times C \quad \text{式(4)}$$

a : 土塊断面辺長 (m)

L : 土塊長 (m)

h_w : 被圧水頭 (m)

h_r : 抵抗力に寄与する土被り厚さ (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

γ' : 土塊の水中単位体積重量 (kN/m^3)

C : 土塊の粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 土塊の内部摩擦角 ($^\circ$)

本工事ではジャンボの穿孔能力を考慮して水抜きボーリング長を19mとした。次回水圧測定位置までの掘進距離を $L_1=9\text{m}$ 、水圧測定残尺を $L_2=10\text{m}$ とすれば、 L_2 は土塊長 L と等しくなる。またトンネル切羽周辺では緩みにより応力が緩和されることを考慮して抵抗力に寄与する土被り厚さ h_r を0に設定した。ここで $P_w=F$ となる限界動水勾配は前出の式より以下のように求められる。

$$i = h_w/L = (4C + 2a \times \gamma' \times \tan \phi) / (a \times \gamma_w) \quad \text{式(5)}$$

なお切羽前方地山は土砂化していると想定し、設計要領第1集⁴⁾にて規定される密実な砂質土の物性値($\gamma=19\text{kN}/\text{m}^3$, $\gamma'=9\text{kN}/\text{m}^3$, $C=0$, $\phi=30^\circ$)を適用し、土塊断面辺長を $a=10\text{m}$ として限界動水勾配を計算したところ $i=1.0$ となったため、切羽前方の動水勾配が1.0を上回らないように水圧管理を行った。

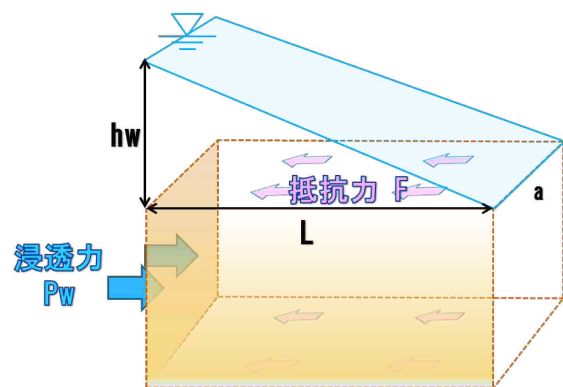


図-17 浸透力と抵抗力の概念図

(3) 水圧に応じた支保パターンの選定

切羽位置で計測した水圧に応じた適切な支保パターンを選定するため3種の支保パターンを設定し、図-18に示す条件で骨組み構造解析を実施した。この結果、各支保パターンが対応できる水圧は表-4のように求められた。

(4) 水圧測定及び支保パターンの選定結果

No.348から71mの区間において9mごとに6回の水圧測定を実施した。このときに計測された水圧と追加水抜きボーリングの施工本数、水圧測定時の地下水位及び採用した支保パターンを図-19にまとめた。

No.348にて測定した水圧が0.10MPaであったため、この位置から8m前方までは支保パターン“支保建込間隔縮小”を選定したが、これ以降に水圧が高い場合は水抜きボーリングを追加して水圧を0.09MPaまで低下させたため、支保パターン“D I-a-B”にて施工することができた。

水位観測孔における地下水位もトンネルの進行に応じて漸減し、Fs-7断層を突破したNo.421に到達した段階でトンネルFHより5m上方まで低下したため、これ以降は通常の掘削体制に戻した。

表-4 支保パターンと対応する水圧

支保パターン	鋼アーチ支保工	吹付けコンクリート ($f'_{ck}=36\text{N/mm}^2$)	対応水圧 (MPa)
D I-a-B (現状)	HH-100@1.0m	$t=100$	0~0.093
支保建込 間隔縮小	HH-100@0.5m	$t=200$	0.093~0.162
D II-a-B	HH-154@1.0m	$t=150$	0.162~0.207

7. 今後の課題

(1) 止水・減水材に関する設計手法の確立

止水・減水材の注入により湧水の多い地山を完全に止水する場合、トンネルの掘削前後で地下水位は変わらないため、トンネル支保に作用する水圧はトンネルと地下水面の水頭差で規定できる。一方、湧水量を減少させる目的で止水・減水材を用いる場合、止水・減水材の注入量や注入圧が減水量に関係し、減水量が周辺地山の地下水位と関連するため、トンネル支保に作用する水圧を想定するためには、これらの関係が明確でなければならない。しかし現状では、注入量や注入圧と減水量の関係が不明であり、減水量から簡便に精度よく地下水位を予測

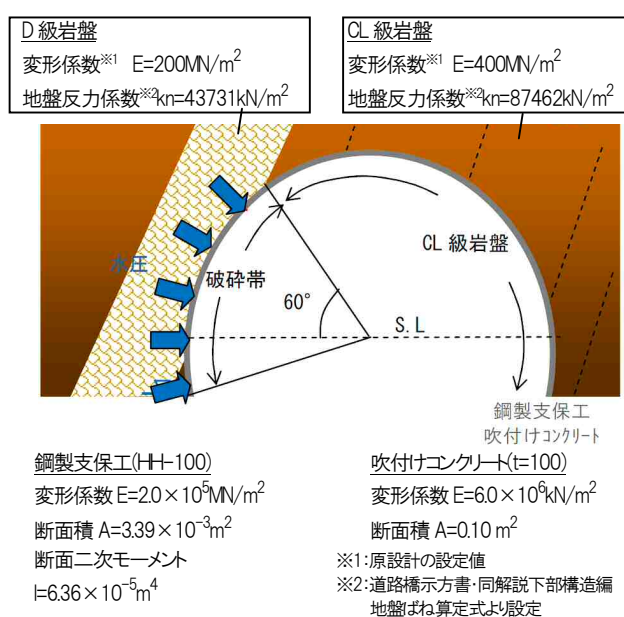
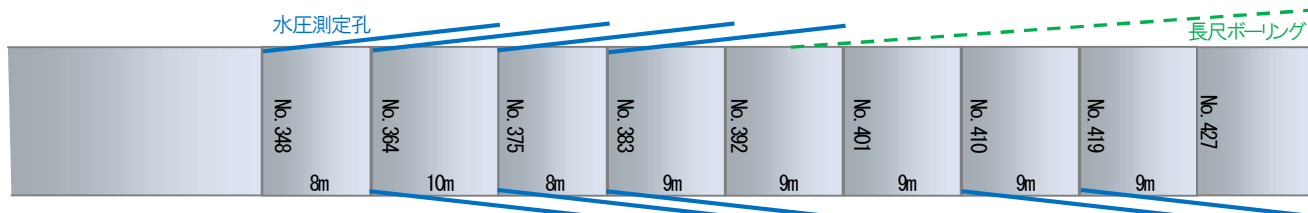


図-18 支保への水圧の作用を考慮した骨組み構造解析イメージ

初回水圧(MPa)	0.10	0.06	0.10	0.04	水圧測定不実施 (切羽前方の湧水なし)
追加水抜きボーリング(本)	—	—	1	—	
追加水抜き後水圧(MPa)	—	—	0.09	—	



初回水圧(MPa)	—	0.20	0.10	0.04	水圧測定不実施 (切羽前方の湧水なし)			0.04	0.01
追加水抜きボーリング(本)	—	5	1	—				—	—
追加水抜き後水圧(MPa)		0.09	0.09						
水位観測孔地下水位 ()はFHからの高さ	243m (40m)	223m (20m)	221m (18m)	216m (13m)	214m (11m)	211m (8m)	209m (6m)	208m (5m)	
支保パターン	支保建込 間隔縮小	D I-a-B		D I-a-B (長尺鋼管先受け工)			D I-a-B		

図-19 水圧測定結果と採用した支保パターン

することもできないため、トンネル支保に作用する水圧を想定するのが困難な状況にある。このため、止水・減水材の注入量や注入圧から減水量を予測し、減水量から地下水位を予測する一連の設計手法の確立が望まれる。

(2) 止水・減水材の注入圧の設定方法

2液性ウレタン系注入材により湧水帯周辺を改良した際、全注入ボルトの4割が注入圧力の上限值である8MPaに達した。このように高い圧力で注入することでトンネル支保工にも注入圧の一部が作用し、支保工が変状することを懸念したが、注入によるトンネルの変状や壁面の変位等は確認されなかった。しかし高い圧力で注入することにより支保工が変状する可能性は否定できないため、注入圧の上限值をどの程度に設定するのが妥当であるかを今後検討する必要がある。

8. おわりに

NATMによるトンネル掘削は周辺の地下水位をトンネル掘削面まで低下させることで支保工に水圧を作用させないことが基本であり、これにより支保構造の合理化が図られている。一方、止水注入等によりトンネル周辺地山を改良すれば地下水位低下を最小限に抑えた掘削が可能となるが、注入改良に多額の費用が必要になるととも

に工事が長期化するリスクがある。

当工事では多量湧水下でのウレタン系注入材の高圧注入による地山改良、簡便な測定方法による切羽前方水圧の測定と切羽の安定性を確保するための水圧制御、水圧測定結果を反映した適切な支保パターン選定を通じて、工期を大幅に延伸することなく地下水位が高い状態で断層破碎帯を突破することができた。

今後、土被りおよび地下水位が高い山岳トンネルを施工する事例が増加すると予想されるが、この際に当工事の事例が参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) カテックス：ウレタン系減水・止水材 KOD-M（カバードエム）パンフレット，カテックスホームページ
- 2) ジオフロンテ研究会：注入式長尺先受け工法（AGF工法）「標準積算資料」，2009.12
- 3) 依田 淳一 越川 俊幸：火砕岩類の高圧湧水帯を水抜きボーリングで突破 北陸新幹線高社山トンネル北工区 トンネルと地下 第35巻2号 pp95-100
- 4) 西日本高速道路株式会社：設計要領第一集 土工編，I-44，2012.7

(2015. 8.7 受付)

TUNNEL EXCAVATION OF FAULT ZONE BASED ON THE CONTROL OF UNDERGROUND-WATER PRESSURE AHED OF TUNNEL FACES

Yoshinori KITAMURA, Hirokazu FUCHISAKI, Kazunori NISHIOKA and Yasuyuki MIYAJIMA

Fractured zone which is a part of Satuskiyama fault appeared during tunnel excavation and a part of shotcrete lining falled down accompanied with a larege quantity of gravel mixed with water flowed out from the back of tunnel. Hereby peculiar urethane grout, which can be adopted to the zone where a great volume of ground-water drains, was injected to the collapsed zone for emergency stabilization. Fault zone excavation had been completed by the control of ground-water pressure through a simlpe method of pressure measurement and drainage borings ahed of tunnel faces.