

小土被りで谷筋を通過する NATM の施工

- 北陸新幹線 金山トンネル -

Construction of Little Overburden Mountain Tunnel passes a Ravine for NATM

柏木亮¹・山本武史²・山本信幸³・渡辺隆之⁴

Ryo Kashiwagi, Takeshi Yamamoto, Nobuyuki Yamamoto and Takayuki Watanabe

¹正会員 (独) 鉄道・運輸機構 鉄道建設本部 北陸新幹線第二建設局 糸魚川鉄道建設所
(〒941-0062 新潟県糸魚川市中央2-3-35)

E-mail:ryo.kashiwagi@jrtt.go.jp

²正会員 (独) 鉄道・運輸機構 鉄道建設本部 北陸新幹線第二建設局 糸魚川鉄道建設所
(〒941-0062 新潟県糸魚川市中央2-3-35)

³三井住友建設株式会社 土木技術部 (〒164-0011 東京都中野区中央1-38-1)

⁴三井住友建設株式会社 三井住友・加賀田・井上 北陸幹(上・糸)、金山T他特定建設工事共同企業体
(〒941-0004 新潟県糸魚川市大字梶屋敷1246)

The amount of the final displacement in the crown was thought to be small more than usual ground mountains in little overburden tunnel. The tendency to the transformation with this tunnel was the one with the weak cohesive soil distributed in the vicinity of the tunnel levee crown.

Key Words : Mountain Tunnel, NATM, Little Overburden, Ground Water

1. 工事概要

北陸新幹線 金山トンネルは、幹線糸魚川駅(新潟県糸魚川市)の起点方(高崎起点 209 km250m~209 km907 m)に位置する全長 657m のトンネルである(図-1)。

本トンネルは平成 19 年 11 月下旬より終点方から掘削を開始し、平成 20 年 10 月に上半掘削を終え、無事貫通することができた。

本稿では、小土被り区間の施工計画・結果などについて報告する。

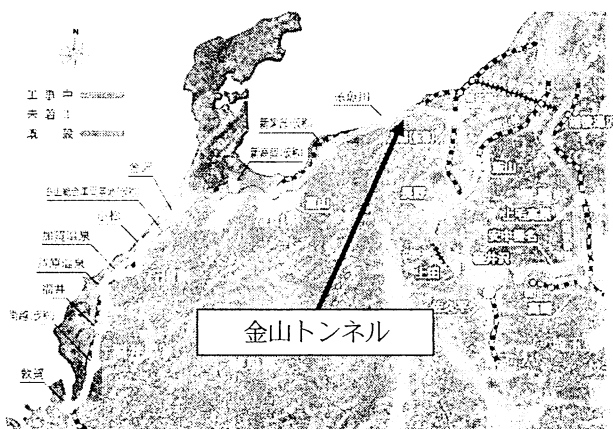


図-1 施工位置図

2. 地形・地質概要と施工上の問題点

金山トンネル付近の地質は、新第三紀鮮新世以降の堆積岩・火山岩および火砕岩類と、これらを被覆し谷筋に分布する崖錐性堆積物よりなる。

トンネル断面内に現れる地質は大きく 3 つに分類され、起点側約 200m は低固結の礫岩層 (Ncg) からなり、約 700m 南側の北陸自動車道金山トンネルで同層から多量湧水 (600~1200ℓ/min) が発生したことから、多量の地下水の滞在が推察される。中間部約 150m は凝灰質砂岩を主体とする砂岩優勢互層 (Nalts) が分布する。終点側約 300m は泥岩優勢互層 (Naltm)、凝灰質粘土~玉石混じり砂礫層 (Nav)、崖錐性堆積物 (Dt) が分布する。この区間は土被りが 15m 以下の小土被り区間であり、トンネル天端上方 10m 前後の地下水位となっている(図-2)。

地形・地質的な問題点としては、以下の 3 点が挙げられる。

- ① 小土被り区間が連続
(未固結な堆積物中の掘削)
- ② 多量の湧水発生の可能性
- ③ 起点側坑口部の斜面崩壊

これらの問題点への対策として以下のように考えた。

- ① 小土被り区間の施工
→保護盛土, 切羽安定のための補助工法と変位抑制工の施工。
 - ② 多量の湧水発生
→電気探査による地下水状況の把握
水抜きボーリングによる前方湧水・地質確認。
 - ③ 起点側坑口部の斜面崩壊
→法面防護工（フリーフレーム・アンカー）の施工。
- 本稿では, 小土被り区間を対象とし, ①と②を中心に述べることとする。

3. 施工

(1) 小土被り区間の施工

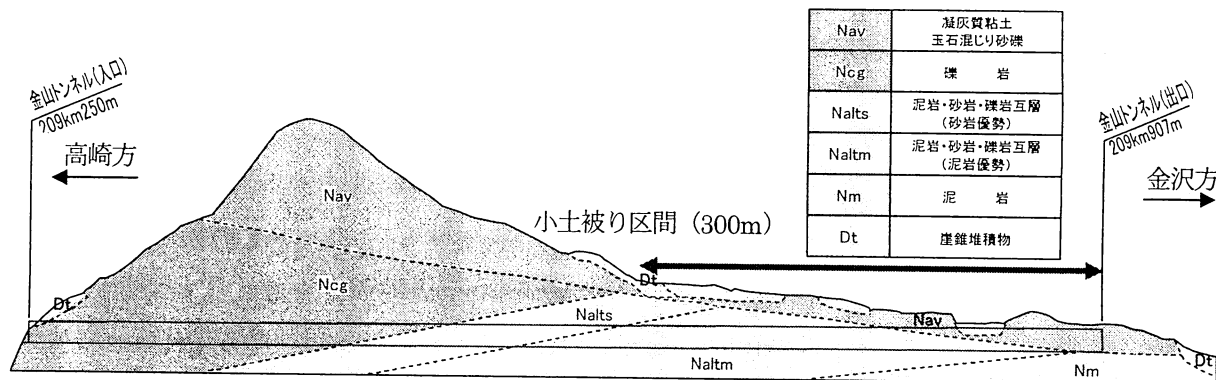


図-2 金山トンネル地質平面図

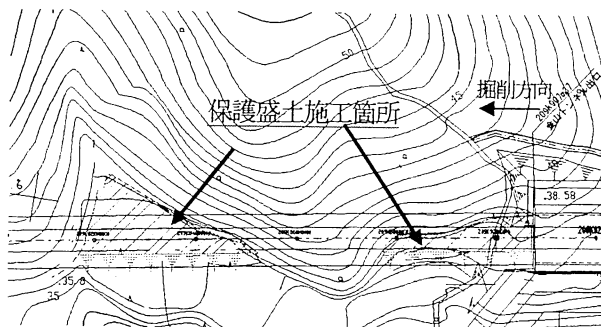
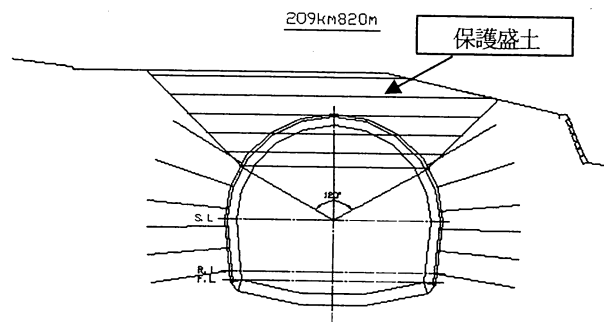
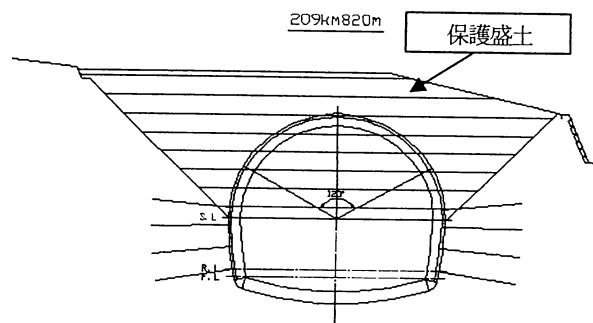


図-3 保護盛土施工箇所



CASE-1



CASE-2

図-4 FEM 解析断面図

本トンネル終点側は10m未満の土被り区間が約100mあり, 谷筋を横断することから地表面からS.L付近まで非常に軟弱な崖錐性堆積物(Dt)の分布が予測された. そのため, これらの区間では表層の未固結堆積物を取り除き, セメント改良した保護盛土($q_u=1,000\text{kN/m}^2$)により, トンネル天端～S.L付近の切羽安定性を向上させた(図-3)。

a) FEM 解析

保護盛土の施工に先立って, 改良範囲の決定と掘削時のトンネル安定性を確認する目的で, 2次元FEM解析を行った。

①解析断面

解析は, トンネル中心より 120° の範囲と天端より両側 45° の領域を改良したもの(CASE-1), S.Lから両側 45° の領域を改良したもの(CASE-2)の2ケースについて比較検討した(図-4)。

②入力物性値

土質定数はボーリングの結果からの推定値を採用し(表-1), 改良体の物性は, 一軸圧縮強度を $qu=1,000\text{kN/m}^2$ と設定し, 変形係数, 引張強度を算出した(表-2).

表-1 土質定数

	γ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	E (MN/m ²)
Dt	17	14	0	10
N _{av}	20	0	40	700
N _{altm}	20	285	20	2400
N _m	20	225	20	1600

表-2 改良体の物性値

変形係数	E	MN/m ²	100
単位体積重量	γ	kN/m ³	19
ポアソン比	ν		0.35
粘着力	C	kN/m ²	288
内部摩擦角	ϕ	°	30
引張強度	σ_t	kN/m ²	50

③解析結果

FEM 解析で得られた上半掘削時の地表面沈下量を, 三次元 FEM 解析で得られた沈下特性曲線にプロットし, 切羽-地表面沈下の関係を求めた. そして, 1m 間隔の沈下量を求め, 切羽の離れと単純せん断ひずみの関係を導いた. その結果, CASE-1 では, アーチ部の安全率が 1.0 未満となり, 掘削時の改良体のせん断ひずみの安全率も 1.0 に達することから, 改良体の施工範囲に CASE-2 を採用した. (図-5)

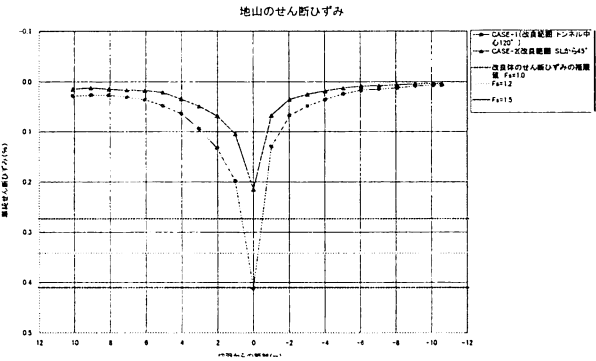


図-5 切羽の離れと単純せん断ひずみの関係

b) 施工結果

①保護盛土区間 (土被り 2m未満)

保護盛土区間の支保パターンを図-6 に示す. この区間の切羽は粘性土, 玉石混じり礫質土の互層よりなり, 保護盛土と地山との境界から湧水が滲み出し, 断続的な肌落ちが認められた. そのため掘削に伴う地山の先行緩みを低減する目的で注入式フォアポーリング (L=3.0m) の施工を行った.

②地山区間 (土被り 2~10m)

土被り 2~10m地山区間の支保パターンを図-7 に示す. この区間の切羽も粘性土, 玉石混じり礫質土の互層を呈していたが, 所々に 1.5 ~2.0m大の玉石を含み, 全体的に締りの悪い地山であった. また土被りが特に小さい区間では, 天端部を占有する粘性土 (木根を含む腐植土層を混在する) がみられ, 少量の湧水でも肌落ち, 抜け落ちが発生した. そのため上記区間同様, 注入式フォアポーリング (L=3.0m) の施工を行った. また, 保護盛土との一部層境の切羽では, 最大 1000 /min の湧水量が観測され切羽が不安定となったため, 長尺鏡ボルト (L=12.5m) により安定性の向上を図った.

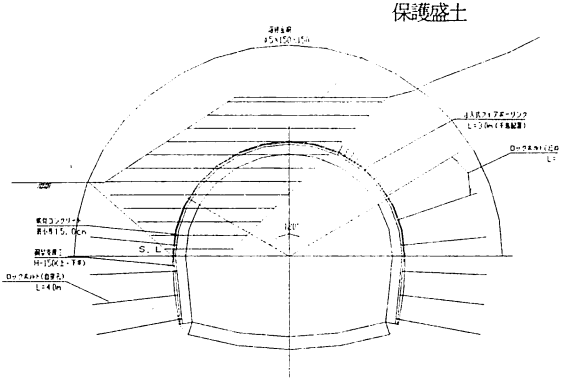


図-6 支保パターン (保護盛土区間)

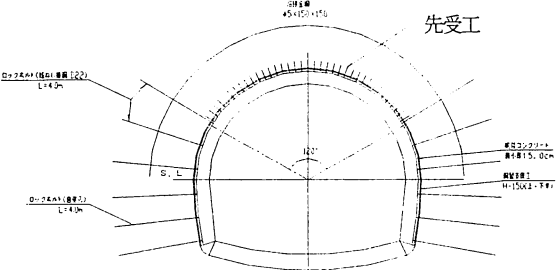


図-7 支保パターン (地山区間)

(2) 湧水に対する検討

小土被り区間を抜けた (土被り 10~20m) 区間は, 谷筋直下の横断となった. ここでは既存ボーリング結果から多量の地下水分布が想定されたため, 施工前に地下水と地質の状況との把握を目的とした地表面から電気探査 (比抵抗二次元探査) と水抜きボーリング調査を行った (図-8, 9, 10) .

a) 電気探査結果

探査結果は比抵抗の分布として表現される (図-9) . 今回は, これらの結果と既存のボーリング結果との対比を総合して評価した. その結果, 209km680m~700m 間に明瞭なギャップが認められた. この位置は航空写真などで

確認されるリニアメントともほぼ一致したことから、この付近に地質境界などの何らかのギャップの存在が推定された。そのギャップを抜けた付近は他と比べ高い比抵抗値を示しており、地下水の分布が想定される一方、ボーリング孔は G.L-3.0m 付近の地下水位を示していることを加味すると、多量の地下水が切羽位置に存在していることが懸念された。

b) 施工結果（湧水対策区間）

図-10 のように、地下水の分布が懸念される箇所に対して地下水位の低下を目的として、水抜きボーリング（L=85m、60m）の施工を行った。

その結果、想定地質境界を抜けた付近から砂質土（粗砂）

層に地質が変化し、最も多量の地下水が存在していることが確認された。

1 本目のボーリング（L=85m）による最大湧水量は 165ℓ/min に達したことから、2 本目のボーリング（L=65m）を追加した。掘削では、これら 2 本のボーリング孔の湧水量と、既存ボーリング孔の地下水位の変化から、地下水状況を確認しながら施工を行った。さらに、水抜きボーリング施工後も潜在的地下水の確認と低減を目的として、切羽付近より探りボーリング（L=9m、2m 毎）を施工し、切羽面からの湧水を低減させた。

これらの効果により、切羽面付近の湧水量が 50～70 ℓ/min と多量であったにもかかわらず、切羽面の安定を保持しながら施工を実施することができた。

(3) トンネル掘削に対する地山の挙動

a) 天端沈下・内空変位

小土被りでは、地山のグラウンドアーチの形成が難しいため、管理基準値を支保部材の吹付けコンクリートの破壊ひずみ 0.8%（一般に 0.6～1.0%）を管理レベルⅢに設定し、以下管理レベルⅡ及びⅠを管理レベルⅢの 2/3、1/3 として算出し、施工管理値として用いた（表-3）。

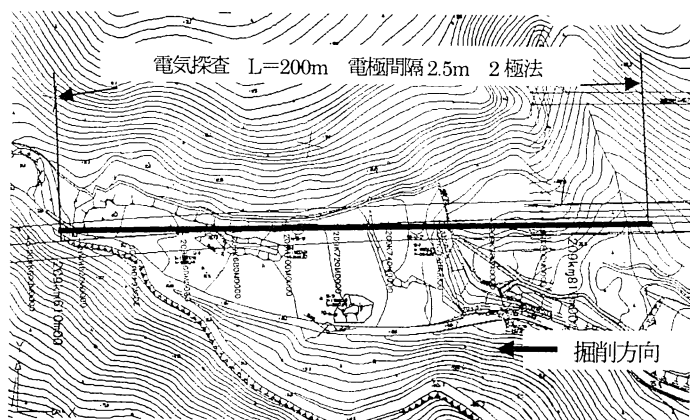


図-8 電気探査区間平面図

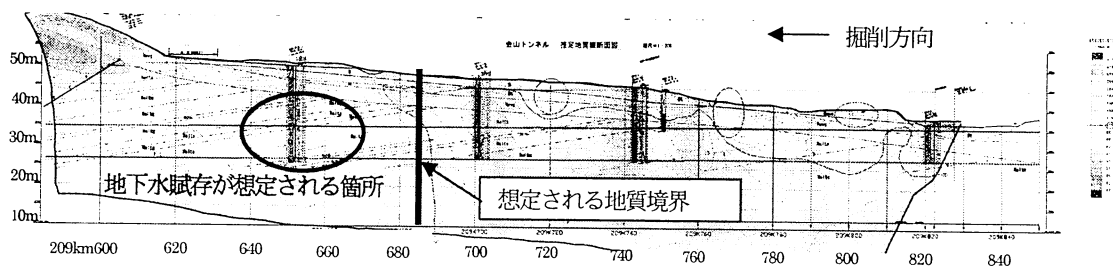


図-9 電気探査結果

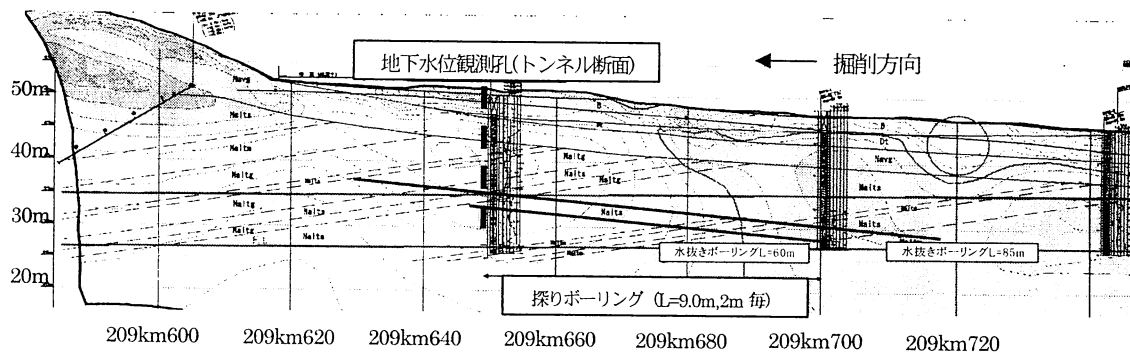


図-10 水抜きボーリング施工位置

計測結果を図-11 に示す。天端沈下量・内空変位量共に概ね管理レベルⅠ以下であり、また、支保工・吹付けコンクリートにも顕著な変状等は認められなかった。

表-3 管理基準値

分 類	管理レベル					
	天端沈下			内空変位		
	I	II	III	I	II	III
未固結地山部	13	26	40	26	52	80

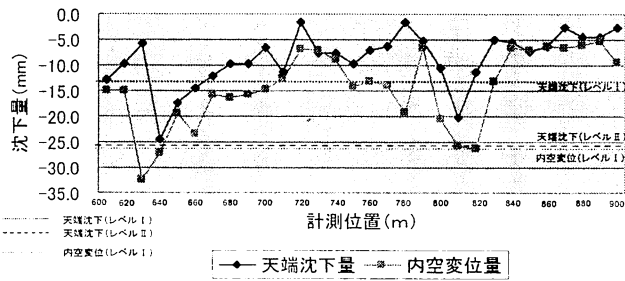


図-11 計測結果

b) 地表面変位

本トンネルには地上に民家、重要構造物等がないことから、小土被りのトンネルにも拘らず地表面変位の制限を受けず地山の変位を測定することが可能であった。

一般に、切羽の進行に伴う地山変位は、

- ①切羽が到達するまでの先行変位
 - ②切羽通過時～支保工施工までの初期変位
 - ③支保工施工後～坑内計測開始までの支保工施工後変位
 - ④坑内計測として観察される計測変位
- に区分できる。

これらのうち、計測することができない④以外の変位は、全体変位量の 35%～40%程度進行していると一般的に言われている。

金山トンネルでは、土被り 10m未満の箇所では地表面変位を計測した結果、上記の変位 (①～③) が全体変位の約 50%～60%程度となる傾向が観察された (図-12)。

これは、天端付近に脆弱な粘性土が分布していたことも理由として考えられる。

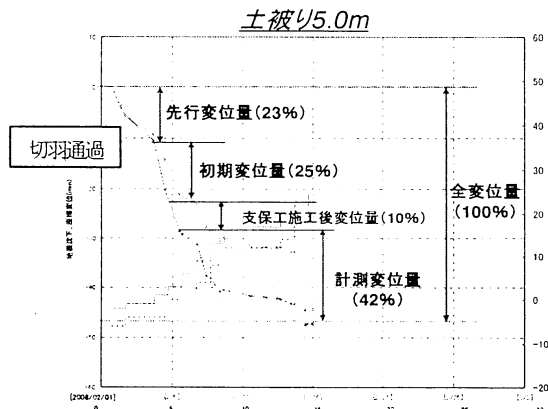


図-12 切羽の進行に伴う地表面変位量

c) 最終変位量の予測

坑内計測開始後の日最大変位速度 (mm/day) から最大 (最終) 変位量 (mm) を予測する関係式 (吉川らの方法) に本トンネルの実績をプロットした (図-13)。

その結果、小土被り区間の値ほどバラツキが大きく、土被りが 20m を越えるとほぼばらつきのない値を記録する傾向がみられた。

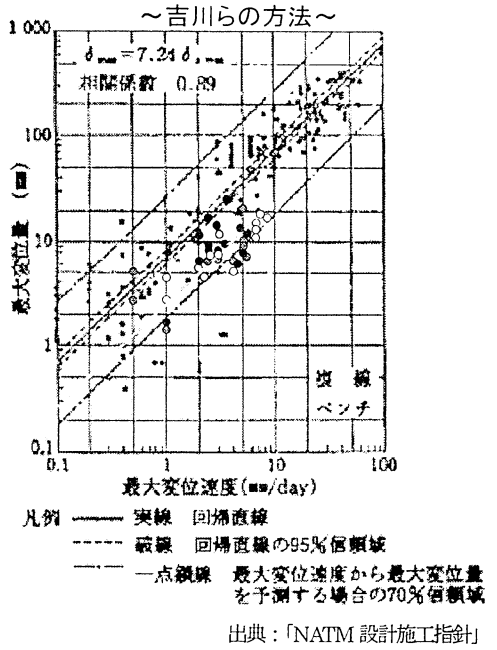


図-13 最大変位量と最大変位速度の関係

4. 結論

計測結果から、金山トンネルの小土被り部においては先行・初期変位が優勢となり、坑内の最大 (最終) 変位量は、土被りの大きいトンネルと比して概ね小さくなる傾向を示した。この変形の傾向は、トンネル天端～地表に分布した脆弱な粘性土による影響を大きく受けたものであると考えられる。

トンネル後半の土被りの大きい区間の施工では、前半の小土被り区間の結果を踏まえ計測管理に努めた結果、湧水も少なく、円滑に掘削を行うことができた。

また、起点側の崩壊斜面では万全の対策をした結果、大きな変位もなく無事貫通することができた。

最後に、本トンネルの計測結果が今後の小土被りトンネルの施工に役立てられれば幸いである。

謝辞：本稿作成に当り、資料提供に協力いただいた三井住友建設株式会社関係者一同に、記して感謝の意を表す次第である。