

含水未固結地山におけるトンネル掘削

Tunnel Excavation in water bearing uncemented ground

若狭紘也¹・寺嶋正章²・稲葉秀雄³

Hiroya Wakasa, Masaaki Terashima and Hideo Inaba

^{1,2,3} 正会員 株式会社間組 関東土木支店 (〒105-8479 東京都港区虎ノ門 2-2-5)

E-mail:wakasa@hazama.co.jp

The case of tunnel construction by NATM at uncemented ground is increasing for the purpose of cost-cutting to tunnel construction. In this case, it is important to stabilize tunnel face with auxiliary methods. At the Selection of auxiliary methods, It is necessary for consider to purpose, efficiency, effect of methods. This paper reports investigation of the excavating method and the measurement of the stability of tunnel face used by GFRP long forepoling with chemical injection and GFRP face bolting.

Key Words : *water bearing uncemented ground, long forepoling method with chemical injection, face bolting*

1. はじめに

NATM の適用事例は、コスト削減の観点等から都市部等の地山が脆弱な条件下においても増加する傾向にある。しかし、トンネル掘削時には支保工施工までの間、切羽及び天端が安定することが必要であり、このような地山条件下においては、標準支保パターンでの支保工のみでは施工が困難なケースが多く見られる。

そういった場合、掘削対象地山の性状や湧水状況、切羽安定性などに応じて、適切な掘削補助工法の採用が必要となる。掘削補助工法の選定に際しては、目的、施工性、効果、工費及び安全性などを総合的に勘案し、適切な工法を選定することが重要である。

本報告では、含水未固結砂質土地山におけるトンネル掘削に当って、実施した切羽安定対策としての補助工法の検討及び選定、効果の確認、施工上の工夫点、計測結果等について報告するものである。

2. トンネル概要

(1) 工事概要

工事概要を以下に示す。

延長：約 900m (2 車線道路トンネル)

掘削断面積：86~90m² (非常駐車帯 114m²)

内空断面積：65m² (完成形)

掘削工法：上半先進ベンチカット工法(NATM)

掘削方式：機械掘削 (油圧式切削機使用)

(2) 地形・地質概要

トンネル周辺は標高 20~50m の比較的平坦な台地面から 120m を超える丘陵地への移行区間にあたる。トンネル上部の丘陵には樹枝状の開析谷が多く発達し、凹部や傾斜地には崖錐堆積物が分布している。トンネルの土被りは坑口部を除いて 19~53m である。

トンネルの地質は第四紀層の下総層群藪層に区分され、N 値 50 以上の細砂及びシルト混じり細砂が主体である。砂層には部分的に貝殻が含まれている。

(3) 切羽地質状況

当初設計では、トンネル掘削部分はN値 50 以上のよく締まった地山であり、坑口部等の低土被り区間を除けば補助工法を用いずとも通常の NATM で掘削可能と想定されていた。

しかし実施工時の切羽状況は、地山は比較的良好に締まっているように見えるものの砂質土主体のため粘着力がなく（表-1、図-1 参照）、さらに切羽面からの湧水が多く、掘削とともに天端及び鏡面の抜け落ちが続いた。事前調査によれば、地下水位はほぼトンネル上半断面内にあると想定されていたが、実際には切羽全面から湧水が発生する状況であった。また、地層は水平層ではあるものの、潜在的な垂直方向の割れ目によって鏡面の土塊が剥がれ落ちてくる状況であった（図-2 参照）。

表-1 地山物性値

地層区分	粘着力 c(kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	備考
Yb-s4	3 (20)	39.4 (40)	砂質土優勢層
Yb-ss4	8 (69)	42.9 (37)	固結シルトと未固結砂の互層

- ・切羽でのブロックサンプリング供試体による三軸圧縮試験結果
- ・ () 内は当初想定値（ボーリング調査結果）

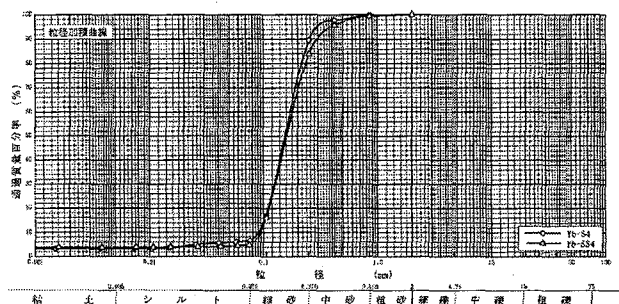


図-1 地山粒径加積曲線の一例

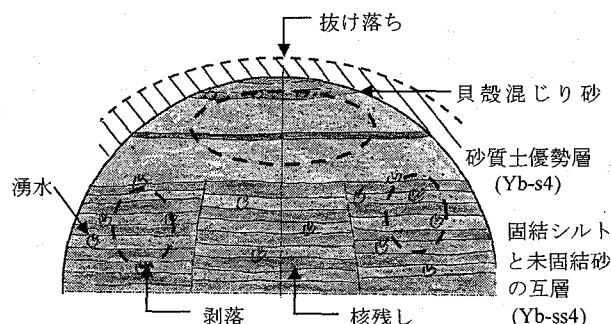


図-2 切羽観察スケッチ例

切羽の地層はトンネル全線に渡りほぼ同一であったため、上記のような地質条件が坑口から貫通地

点まで続き、トンネル切羽の安定性確保、および施工時の安全性確保のための各種補助工法が必要であった。

3. 掘削補助工法

(1) 概要

当初設計では、注入式長尺先受工の採用は坑口付近および土被りの小さい DIII 区間のみとされていた。しかし、前述のような地質状況から、DI 区間を含むトンネル全線において切羽安定のための補助工法が必要となった。当トンネルで採用した主な補助工法は注入式長尺先受工および長尺鏡ボルト工である。これらはともに打設管材に GFRP チューブを使用している。本稿では、この GFRP チューブを使用した注入式長尺先受工および長尺鏡ボルト工を「GFRP 切羽補強工」とする。

標準的な支保パターン図を図-3 に、当トンネルで採用した切羽補強工の概要を表-2 に示す。

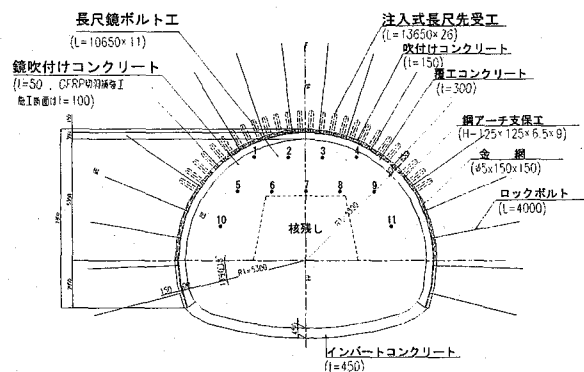


図-3 標準支保パターン (DI-f パターン)

表-2 GFRP 切羽補強工概要

項目	注入式長尺先受工	長尺鏡ボルト
打設管材	GFRPチューブ	GFRPチューブ
打設本数(本)	26(34)	11(15)
改良長/打設長(m)	12.5/13.5	9.5/10.5
打設間隔(m)	0.45	1.5
シフト長(m)	8	8
ラップ長(m)	5.5	2.5
注入材	水ガラス系溶液型	水ガラス系溶液型
注入量 (ℓ/本)	622	473
注入量 (ℓ/m/本)	50	50

※ () 内は非常駐車帯パターン

(2) GFRP チューブ

打設管材として使用した GFRP チューブ（写真-1）について，施工を通して得られた知見を以下に示す．



写真-1 GFRP チューブ打設状況

- ① スリットタイプの AGF 鋼管が大型ブレーカ等を用いてスリット部を切断・除去するものであるのに対して，GFRP チューブは油圧式切削機により容易に，かつ任意の箇所での切削が可能である．したがって GFRP チューブ切削時の振動による地山崩壊を最小限に抑えることができた．
- ② GFRP チューブは 1 本当たり（L=3.0m）の重量が約 10kg と軽量である．そのため，ジャンボのバスケットに 1 孔分の部材を全て載せ，接続時にもガイドセルを下に下ろすことなく削孔位置で管材の接続が可能である．これにより，削孔時間の短縮が可能となり本トンネルのように全線で長尺先受け工法・長尺鏡ボルト工を施工する場合，工期短縮に非常に有効であった．
- ③ 当トンネルで使用した GFRP チューブの端末にはラティスチューブ（L=1.0m，鋼線メッシュ）を接続する．その部分にウレタンを注入し，注入時のバルクヘッドを形成する（図-4）．これにより，後述の水ガラス系溶液型の注入材を用いてもリークを最小限に抑制することが可能であった．

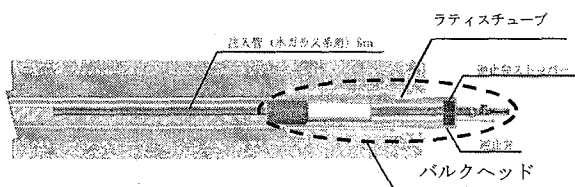


図-4 パッカーシステム（ラティスチューブ）

(3) 注入材の選定

GFRP 切羽補強工の施工に当たり，注入材の地山に対する適用性確認及び代替注入材の選定のために試験施工を計 3 回（坑外 1 回，坑内 2 回）実施した．

a) 坑外試験施工（掘削開始前）

トンネル掘削に先立ち，坑外で注入材試験施工を行った．試験施工で使用する注入材は以下の条件を満たす 3 種類を選定した（表-3 参照）．

- ・ 設計図書に規定されたサンドゲル強度 1.0～1.5N/mm²を確保できること．
- ・ GFRP チューブに適用可能なこと（専用の注入管等を必要としないこと）．

表-3 試験施工（坑外）で使用した注入材

種類	サンドゲル強度 (N/mm ²)	ゲルタイム
水ガラス系溶液型	1.0～1.5	10～25 分
水ガラス系懸濁型	2.5～3.0	1～3 分
ウレタン	5.0 以上	30～100 秒

① 試験概要

試験状況を写真-2 に，また試験概要を以下に示す．

- ・ 坑口切土法面の掘削途中で地山を残し，表面にコンクリート吹付け（t=10cm）を行い試験場所とした．
- ・ 地質は坑内と同じ，シルト混じり細砂である．ただし，坑内よりもシルト分が多かった．
- ・ N 値=20 前後である（坑内は N 値≥50）．
- ・ 注入管の土被りは 3m 以上を確保した．
- ・ 打設本数は注入剤 1 種類当たり 3 本の計 9 本，打設間隔は試験施工場所の制約より 1.2m とした．打設長は L=7.5m（注入改良長 L=6.5m）とした．

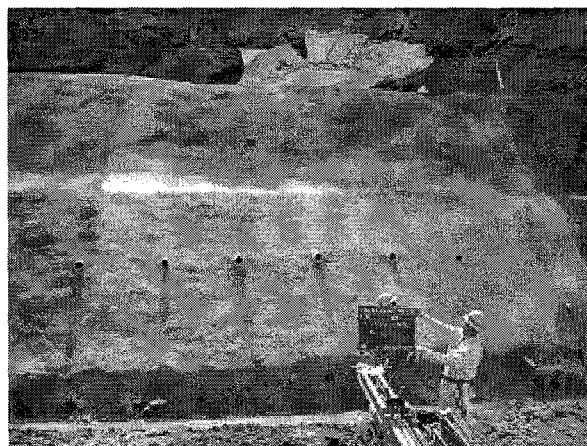


写真-2 試験施工状況（坑外）

② 試験結果

試験施工結果の評価は注入圧、リーク状況の確認のほか、注入後に注入管を掘り出して地山改良体の出来形を確認した（フェノールフタレイン溶液散布による赤色反応確認）。

試験施工結果の概要を表-4に示す。水ガラス系溶液型及び水ガラス系懸濁型は、一部リークによる注入中断、途中終了があったが、坑内で鏡吹付けを確実に行えば、ほぼ計画通りの注入量が確保できると判断された。また不均一ではあるが注入管周囲には改良体が確認できた（写真-3参照）。

表-4 試験施工（坑外）結果の概要

注入材	注入量		注入率	注入状況
	計画	実績		
水ガラス系溶液型	323 ㍑	266 ㍑	82%	吹付け面からのリークが止まらず注入途中終了
水ガラス系懸濁型	248 ㍑	248 ㍑	100%	吹付け面からのリークがあるが、ゲル待ちにより定量まで注入
ウレタン	66 kg	44 kg	66%	上部地表面からのリーク発生、圧力上昇により注入中断

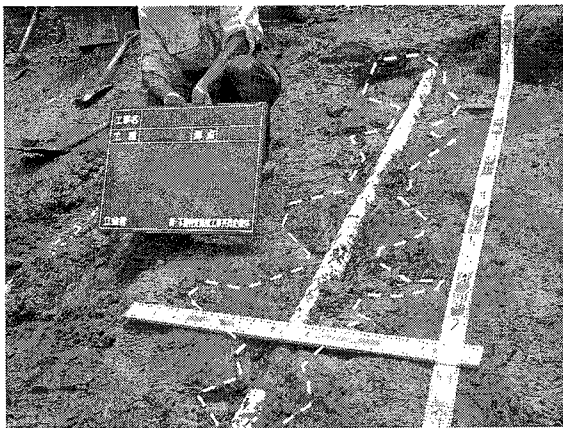


写真-3 地山改良体出来形確認

一方、ウレタンは地表面からのリークや注入圧の上昇により計画通りの注入を行うことができなかった。また、注入形態は完全な割裂注入となり、注入管周辺には改良体が形成されていなかった。したがって、ウレタンは本トンネルの地山には適合しないと判断した。

水ガラス系の溶液型と懸濁型については大きな違いが見られなかったが、坑内のN値 ≥ 50 の締まった地山の場合、懸濁型では十分地山に浸透しないことが想定された。その場合、計画通りの注入・地山改良が行えない可能性があるかと判断した。

以上の結果から、注入材については水ガラス系溶液型を採用することとした。

b) 坑内試験施工

坑外試験施工結果に基づき、注入式長尺先受工には水ガラス系溶液型を使用して掘削を開始した。しかし、前述のような地質状況が続いたため、D I区間を含むトンネル全線で注入式長尺先受工と長尺鏡ボルト工が必要になると想定された。

そこで、補助工法のコストダウンを目的とした代替注入材の試験施工を、表-5に示す2種類の注入材を用いて行った。以下に坑内で計2回実施した試験施工の概要を示す。

表-5 試験施工（坑内）で使用した注入材

種類	サンドゲル強度 (N/mm ²)	ゲルタイム
水ガラス系溶液型	1.0~1.5	10~25分
水ガラス系懸濁型※	1.0~1.5	4~10分

※坑外試験施工で使用したものと別種

① 試験施工概要

注入式長尺先受工及び長尺鏡ボルト工の実施工において、打設本数のうち数本を水ガラス系溶液型から水ガラス系懸濁型に切り替える形で実施した（表-6参照）。

表-6 試験施工（坑内）の打設本数

回数	注入材	注入式 長尺先受工	注入式 鏡ボルト工	合計
1回目	水ガラス系溶液型	22	9	31
	水ガラス系懸濁型	4	2	6
	合計	26	11	37
2回目	水ガラス系溶液型	26	11	37
	水ガラス系懸濁型	0	3	3
	合計	26	14	40

② 試験施工結果

試験施工結果の概要を以下に示す。

・水ガラス系懸濁型の注入率は1回目が平均61%、2回目が平均26%であり、吹付け面からリークが発生し、圧力上昇により注入を終了したケースがほとんどであった。それに対し、水ガラス系溶液型の注入率はほぼ100%であった（表-7参照）。

・注入管周辺にフェノールフタレイン溶液を散布し注入材浸透範囲を確認した結果、水ガラス系溶液型注入孔周辺は赤色反応を示し、注入材の浸透が確認された。一方、水ガラス系懸濁型注入孔では赤色反応がほとんどみられなかった（写真-4参照）。

表-7 試験施工（坑内-2 回目）の結果の概要

注入材	注入量 (%)		注入率 (%)	初期圧 (MPa)	最終圧 (MPa)	備考
	設計	実績				
水ガラス系溶液型	473	473	100	1.7	2	11孔平均
水ガラス系懸濁型	473	123	26	1.5	3.2	3孔平均



（左：水ガラス系溶液型 右：水ガラス系懸濁型）

写真-4 注入材浸透確認結果（坑内試験施工）

以上の結果から、当トンネルのようによく締まった砂質土地山には水ガラス系懸濁型は浸透せず、十分な地山改良効果が得られないことが明らかとなった。したがって、この結果に基づきトンネル全線において注入材には水ガラス系溶液型を使用することとした。

(4) 注入効果確認

実際のトンネル掘削時に、目視による切羽安定効果および各切羽の注入箇所にフェノールフタレインを散布し、注入材の浸透状況の確認を行った。その結果、固結シルト層部において若干注入材が浸透しにくい箇所があったものの、砂質土優勢層においてはほぼ全ての断面において GFRP チューブの周囲に明確な赤色反応が見られ、注入材の浸透が確認された。

また、改良効果の確認として、切羽で採取した地山改良体（土塊）をコア抜きし室内試験による一軸圧縮強度の確認を行った。その結果を表-8 に示す。

表-8 地山改良体の一軸圧縮試験結果（単位:N/mm²）

試験数	最大	最小	平均	地山	特記仕様書
n=9	2.79	1.52	2.07	1.0前後	1.0~1.5

(5) 留意点（GFRP チューブの剛性について）

GFRP チューブは曲げ剛性の面で従来の AGF 鋼管に劣る（図-5 参照）。当トンネルの内空変位・天端沈下は比較的小さいが（表-9）、全線で GFRP 工法を採用しているので、その有無による変位の違いなどは不明である。また、地表面沈下抑制効果についても把握していない。

したがって地表面沈下対策や近接構造物対策としての長尺先受工に GFRP 工法を採用する場合は、その変位抑制効果について今後十分な検討が必要であると思われる。

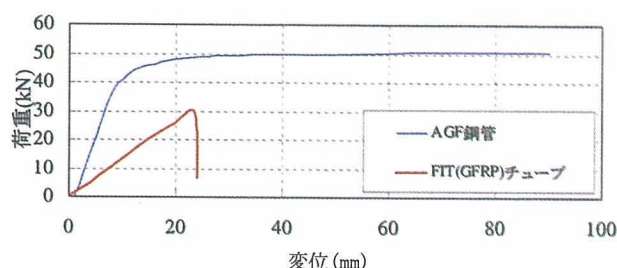


図-5 補強材曲げ試験結果（荷重－変位曲線）

(6) 得られた知見

当トンネルにおける施工を通じて得られた知見を以下にまとめる。

- ①他の注入材と比較して、水ガラス系溶液型注入材は当トンネルのようによく締まった未固結含水砂質土地山に対しても十分浸透し、改良効果が高い。
- ②GFRP チューブは比較的軽量であり施工性が良い。そのため削孔時間の短縮が可能である。また切削が容易であり、かつ任意の位置での切削が可能であることから、切削時の震動による地山崩壊を抑制することができた。

(7) その他の補助工法

注入式長尺先受工・長尺鏡ボルト工の施工により天端部や鏡面の大規模な崩落等は発生しなかった。しかし天端部素掘面では GFRP チューブの下端まで地山が抜け落ちることが多く（写真-5 参照）、また湧水や垂直方向の割れ目の影響により小規模の剥落が発生することがあった。

そこで施工中の安全性を確保するため、さらに以下の補助工法を全線で実施した。

- ・核残し（高さ 3m×幅 4m×奥行き 2~3m 程度）
- ・鏡吹付け（ $t=5\text{cm}$ 、GFRP 切羽補強工施工断面は $t=10\text{cm}$ ）

- ・切羽掘削の分割施工（切羽面を2~5分割し掘削・鏡吹付けを繰り返す。地山状況に応じて実施，写真-6参照）

なお，以下の2項目は当初設計から計画されていた。

- ・水抜きボーリング※¹（削孔長 L=80m，ボーリング本数 n=2 本，シフト長 L=65m）
- ・ウイングリブ※²（DⅢ区間のみ）

※1 当初設計で計画されていたが本数を（1 本→2 本）/シフトに変更

※2 当初設計どおり



写真-5 GFRP チューブ下端部までの抜け落ち

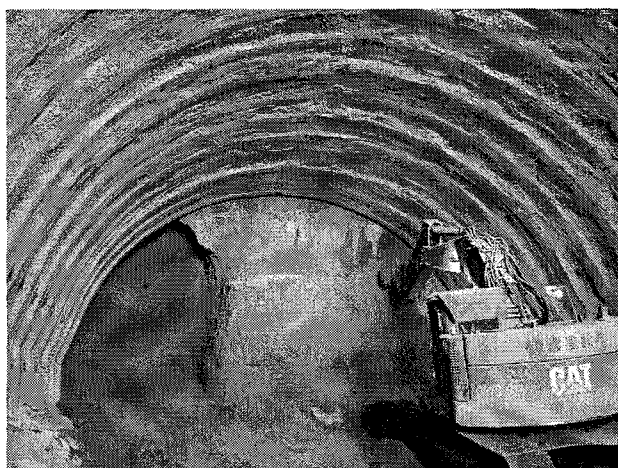


写真-6 分割施工（核残し，鏡吹付け）

4. 計測結果と地山挙動に関する考察

当トンネルでは，設計支保パターンの妥当性確認を目的として，3断面において計測工Bを実施した。実施した計測項目及び計測工A・Bの各計測結果の一覧表を表-9に示す。また，計測結果に関する考察を以下に示す。

表-9 計測工A・B結果一覧表

計測断面		①	②	③
土被り(m)		27	42	38
坑口からの距離(m)		48	713	753
計測工A 最大値	天端沈下 (mm)	1.6	8	9.2
	内空変位 (mm)	12.9	14.2	10.7
計測工 B最大値	鋼製支保工応力 (N/mm ²)	140.5 (天端)	277.1 (天端)	236.5 (天端)
	吹付けコン応力 (N/mm ²)	1.4 (天端)	7.8 (天端)	6.7 (肩部)
	ロックボルト軸力 (kN)	43.0 (側壁)	54.9 (側壁)	69.3 (側壁)
	地中変位 (mm)	4.4 (側壁)	6.4 (天端)	3.5 (側壁)

（天端），（肩部），（側壁）は最大値発生箇所を示す

(1) 鋼製支保工応力・吹付けコンクリート応力

計測工Bの代表例として，断面②における鋼製支保工応力経時変化図を図-6に，吹付けコンクリート応力の経時変化図を図-7にそれぞれ示す。

鋼製支保工応力及び吹付けコンクリート応力は土被りに比例して大きくなっており（図-8参照），断面②，③の鋼製支保工応力は最大で引張強度の60~70%と大きい値になっている。この要因として以下の点が考えられる。

・図-6より鋼製支保工応力は掘削直後の発生応力が大きい。即ち，吹付けコンクリートの強度が十分に発現され

る前に，鋼製支保工に荷重が作用したため，鋼製支保工応力が増大したと推測される。

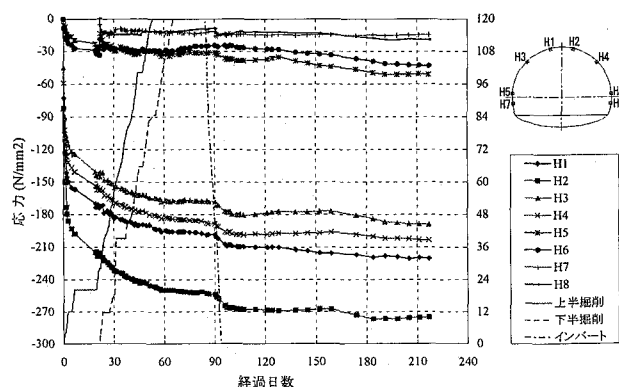


図-6 鋼製支保工応力経時変化図（断面②）

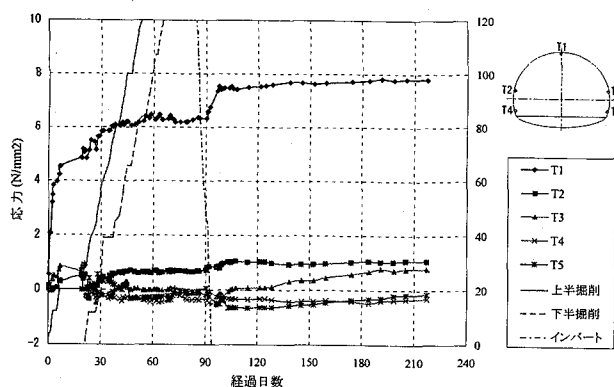


図-7 吹付けコンクリート応力経時変化図 (断面②)

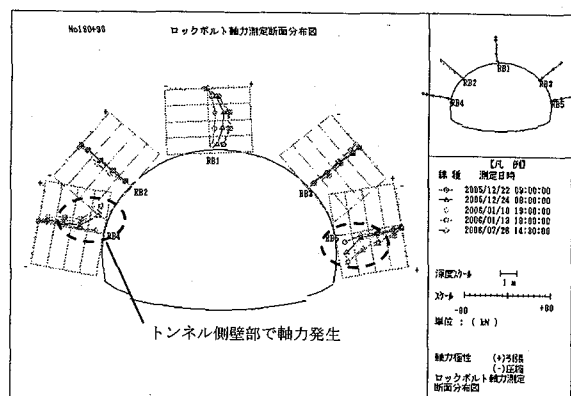


図-9 ロックボルト軸力断面分布図 (断面②)

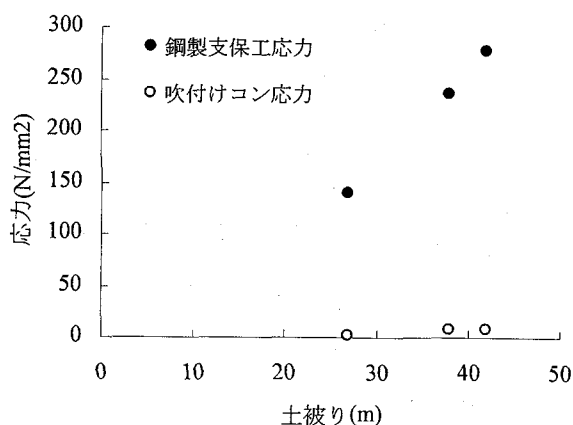


図-8 土被りと発生応力

・土被りが 3.0~3.5D 程度と比較的小さく、また前述のように地質が脆弱な含水未固結砂質土であることから、良好な地山のアーチ効果が得られなかった。

また、図-6, 7 より、鋼製支保工応力、及び吹付けコンクリート応力はインバート施工後においても増加傾向が続き、値が収束したのは上半掘削から約 6 ヶ月後、インバート施工から約 3 ヶ月後であった。これは、地質が含水未固結砂質土であることから、掘削により緩んだ地山が時間的な遅れを伴って徐々に支保工に作用したものと推測される。

(2) ロックボルト軸力・地中変位

断面②におけるロックボルト軸力断面分布図を図-9 に、地中変位断面分布図を図-10 にそれぞれ示す。

表-9 及び図-9 より、ロックボルト軸力は最大で 69kN であり、各断面の最大値はいずれも側壁部で発生している。これは、図-12 に示すようにトンネル掘削に伴い発生した緩み領域が側壁部のロックボルトにせん断的に作用したため、図-9 に示すよ

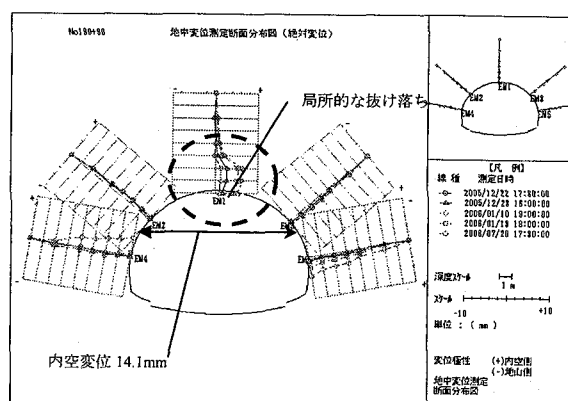


図-10 地中変位断面分布図 (断面②)

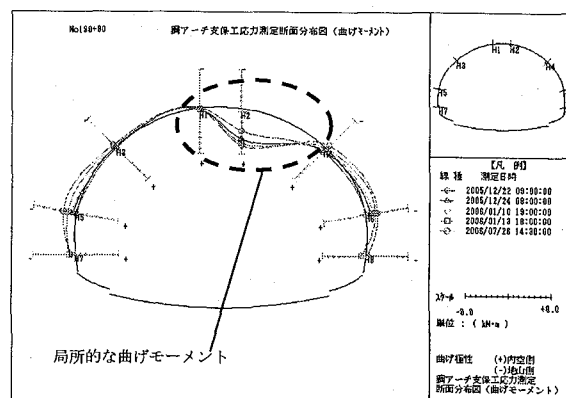


図-11 鋼製支保工曲げモーメント断面分布図 (断面②)

うに軸力が発生したものと推測される。

また、図-9, 10 より断面②においてはロックボルト軸力、及び地中変位は、肩部ではほとんど発生していない。しかし、ほぼ同位置で測定した内空変位は 14.1mm 発生している。このことから、肩部付近では地中変位計の長さ 8m よりも広い範囲で地山が掘削により緩んだものと推測される (図-12 参照)。

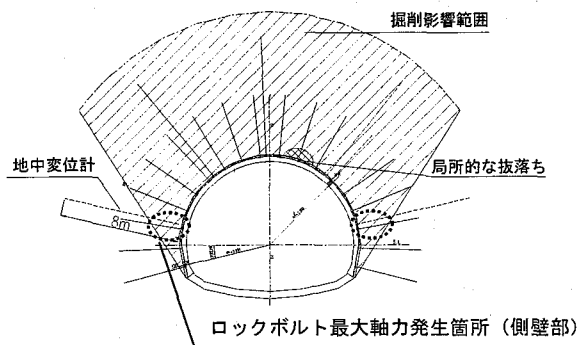


図-12 掘削影響範囲想定図

また、天端付近では地中変位及びロックボルト軸力が発生しているが、これは掘削により緩んだ天端付近の土塊が局所的に抜け落ちる形で支保工に作用したものと推測される。これは天端付近で鋼製支保工に局所的な曲げモーメントが発生したことと合致する（図-11）。なお、鋼製支保工応力への寄与度としては、曲げモーメントが約 17%、軸力が約 83%（天端部）であり、鋼製支保工は軸力部材として機能していると判断される。

5. まとめ

当トンネルは、当初想定よりも地山状況が悪く、最終的に全線で注入式長尺先受工と長尺鏡ボルト工を施工した。施工を通じて、含水未固結地山における GFRP 切羽補強工、及び水ガラス系溶液型注入材の有効性を確認できた。特に水ガラス系溶液型注入材は、当トンネルのような N 値 50 以上の締まった地山にも浸透することが確認された。これにより当トンネルの含水未固結砂質土地山に対して有効な地山改良を行うことが出来たと思われる。しかし、当工法のみでは完全に切羽の安定性を確保することは出来ず、核残し、鏡吹付け、分割施工等の追加補助工法を組み合わせることにより無事に掘削を完了できた。

トンネルの地山や施工条件は千差万別であり、それぞれのケースにより臨機応変かつ迅速な対応が必要となるが、本報告が同種工事の参考となれば幸いである。