

土被り 600m を超える不良地山に対する支保構造について

The construction of supports to weak ground that
is thickness of earth covering more than 600m

矢野 寛¹⁾・西谷 誠之²⁾・橋本 隆之³⁾・築地 功⁴⁾・越後 健司⁴⁾

Hiroshi YANO, Masayuki NISHITANI, Takayuki HASHIMOTO, Isao TSUKIJI, Kenji ECHIGO

In HIDA tunnel, there is clayey crush zone and hydrothermal altered zone continuously. So, the phenomenon of trapping TBM, push out a face in NATM method and increase of inside displacement happens at the refuge tunnel. The hydraulic head pressure which is equal to thickness of earth covering is confirmed by boring, as the rock pressure is increasing due to high earth covering which is 400~600m. Therefore we selected the most suitable construction of tunnel supports which match excessive high rock pressure and high hydraulic head pressure, and undertook construction.

Key Word : thickness of earth covering, crush zone, construction of double supports

1. はじめに

飛騨トンネルは、東海北陸自動車道の飛騨清見 JCT と白川 IC 間に位置し、岐阜県北部にあつて全長約 10.7km、最大土被り約 1000m の超長大トンネルである。地質は飛騨変成岩類・濃飛流紋岩や白川花崗岩類が複雑に分布している。トンネル付近には牛首断層や跡津川断層、庄川沿いに御母衣断層および森茂断層の存在が認められ、これらの主断層および派生断層がトンネルルート付近で縦横に交差している。

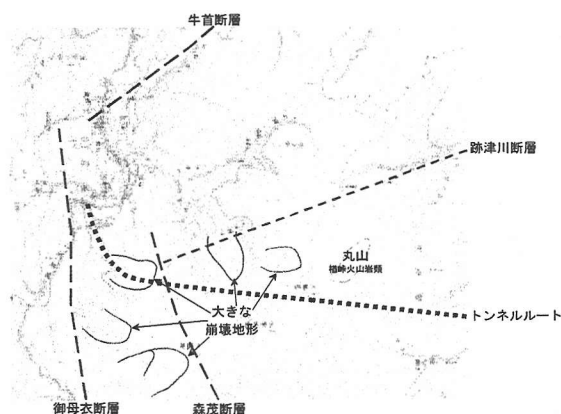


図-1 飛騨トンネル付近の断層帯の分布

- 1) 日本道路公団中部支社 建設二課 課長
- 2) 日本道路公団清見工事事務所
- 3) 横浜コンサルティングセンター清見出張所
- 4) 飛島建設・鉄建建設共同企業体 飛騨トンネル避難坑工事作業所

避難坑は当初計画ではφ4.5mのフルシールド型のTBM掘進を予定していたが、崩落性の地山性状に加えて土被りに対する地山強度が小さく、TBM前方の地山崩壊やTBMの拘束が繰り返された。特にSTA. 87+11付近（トンネル坑口から2,040m）では著しく変質した粘土化帯に遭遇したため、20m間で3回の拘束を繰り返し、その都度TBM上方の切抜げによる脱出により切り抜けた。しかし、この変質した粘土化帯がその後も断続的に継続することが長尺水平ボーリングにより確認されたため、拘束されたTBMを迂回し、TBMに先行する形でNATM（掘削幅6.2m）による掘進に切り替えた。このNATM区間は土被りが400～600mと大きく、地圧の増大とともに湧水圧も土被り厚に近い水頭圧がボーリングにより確認されている。こうした、非常に高い地圧と湧水圧における粘土化した劣悪地山に対する最適な支保構造を選定し、実施した。

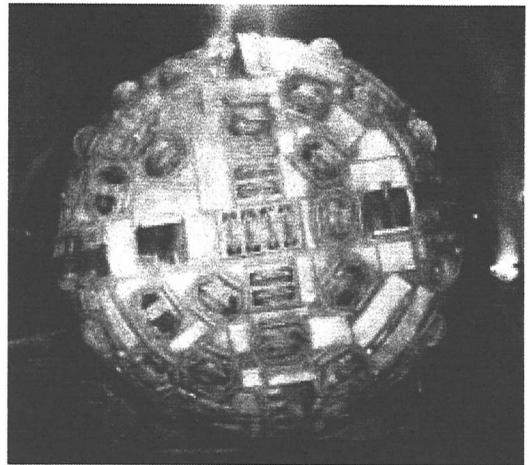


写真-1 TBM掘り出し時カッターヘッド

2. 劣悪変質帯における NATM

森茂断層の主断層と推定される宮谷（STA. 78+0 付近：坑口から2,950m）への接近に伴い、岩盤強度の低下、粘土層の狭在が顕著化しており、特に直上の沢の屈曲等、地形的な乱れが著しいSTA. 82+40（坑口から2,510m）付近を中心に370m間は、激しく変質しており粘土化が著しい。この付近の粘土はX線分析結果やCEC試験により膨張性鉱物であるスメクタイト類を多量に含有していることが確認された。

こうした地質性状に加えて600mを超える土被りによる大きな地圧によりSTA. 82+40付近では内空変位量が325mmに達した。NATMでは若干の変形を許すことにより地山自身の支保機能を引き出すことが重要であるが、こうした不良地山は地圧に対する岩盤強度が小さいため、いたずらに大きな変形を許すことは支保の機能低下を招くだけでなく、地山の塑性範囲の拡大を招く恐れがある。

この位置までは鋼繊維補強吹付けコンクリートの使用、早期インバート閉合により100mm以内の変位量が収まっていたが、この位置ではインバートの閉合後もさらに10（mm/日）以上の変位増大がみられた。そこで、インバート施工後の変位の推移を見極めながら増し吹付けコンクリート、増しロックボルトを段階的に順次施工することにより変位を収束させることができた。

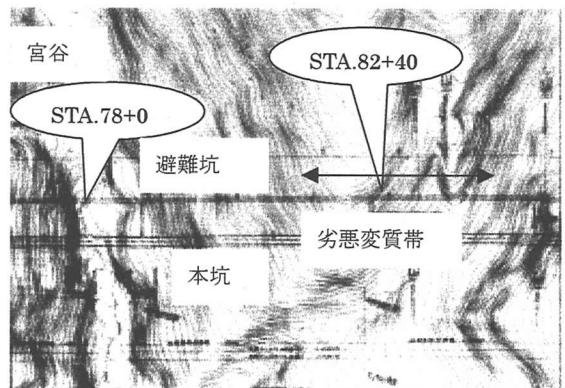


図-2 宮谷付近の地形状況

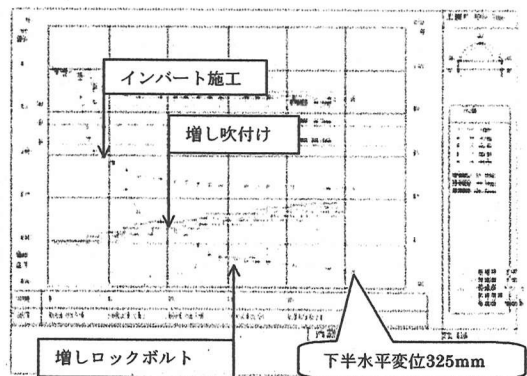


図-3 STA. 82+40における変位経時変化図

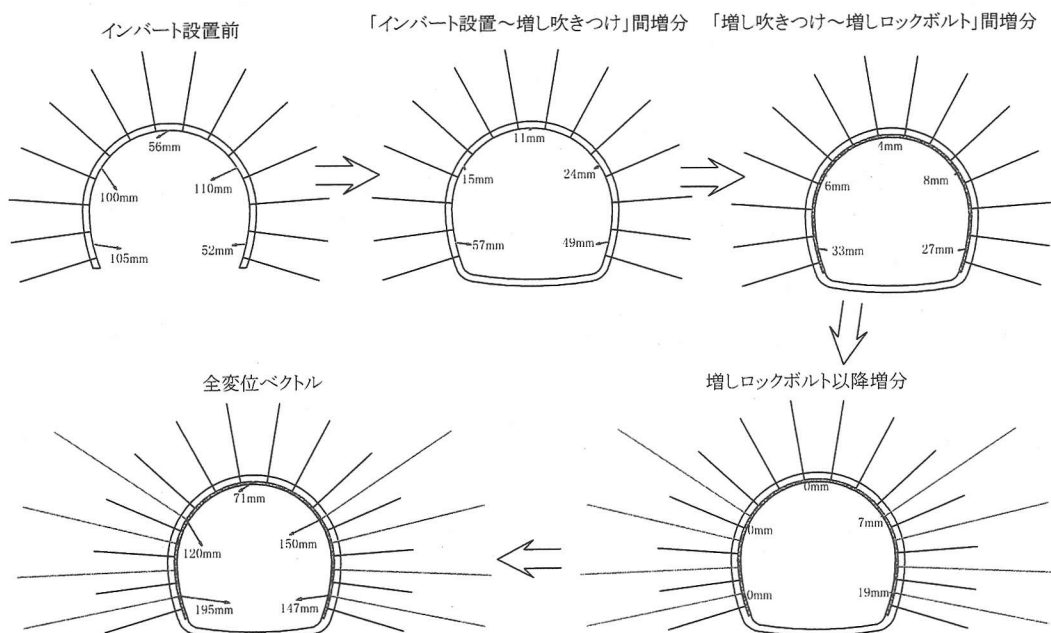


図-4 STA. 82+40 における変位ベクトルの推移

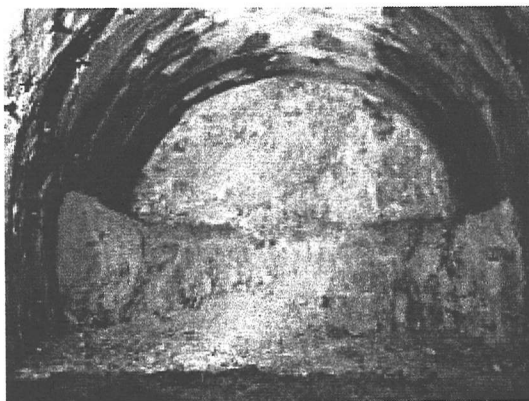


写真-2 STA. 82+40 付近切羽状況

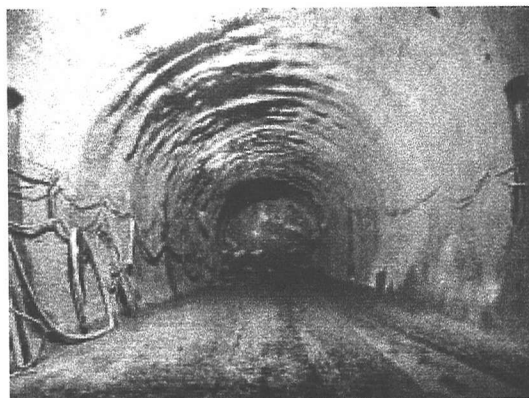


写真-3 早期増し吹き付け区間全景

これらの変位はインバート設置前では上半脚部の沈下傾向が認められるが、インバート設置後は下半を中心に内空水平方向への押し出しが顕著となった。こうした挙動に対抗して系統的に打設している3mのロックボルトに加えて、6mの増しロックボルトが最も効果的であると判断し、最終的な補強対策と位置付けた。

3. 大変位に対応した支保パターン

STA. 82+40 付近の大変位に対しては段階的な変位状況に応じて対策を採っていったが、この位置以降も地質状況は劣悪化の傾向を強めていったため、さらに変位が大きくなっていくことが予想された。この段階的な対策では手戻り作業が多いため、掘進速度が大幅に低下してしまう。また、避難坑は掘削幅6mという比較的小さな断面のトンネルであり、長尺ロックボルトを系統的に打設していくことは非常に非効率的であった。そこで、早期インバートに加えて増し吹き付けコンクリートを切羽近辺で閉合することによりトンネルの挙動を早期に収束させる手法を採った。増しロックボルトは早期増し吹き付けコンクリートによっても収束の傾向が見えない場合に採用するものとした。

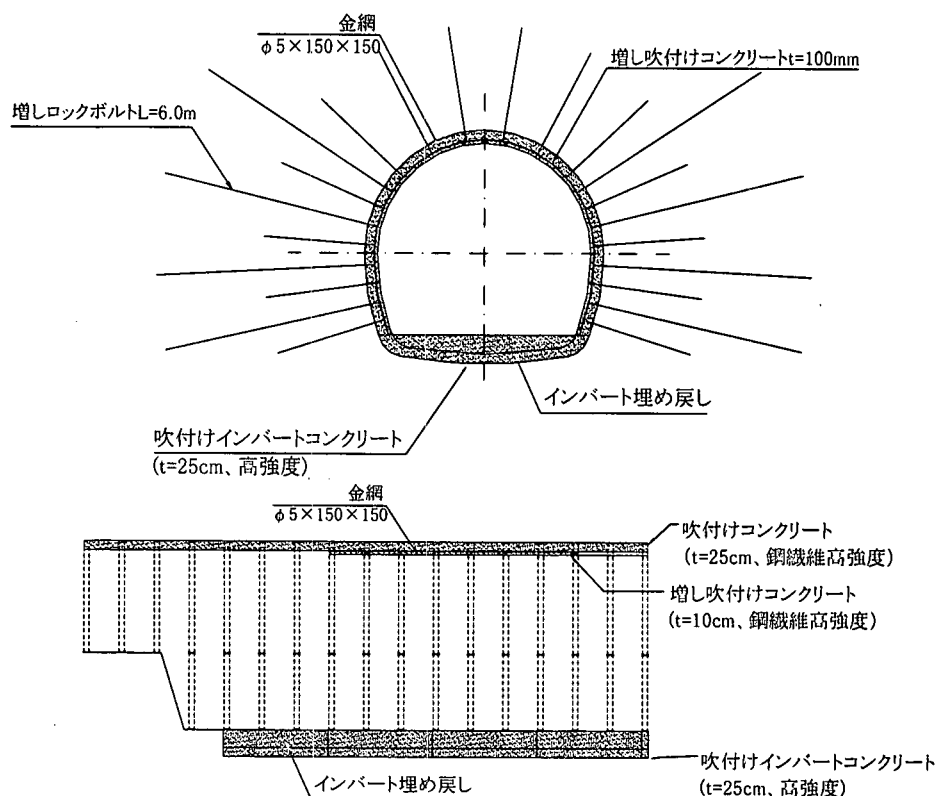


図-5 早期増し吹付けによる二重支保構造

この方法は初期の大変形に対しては支保の健全性を確保した上で極力剛性を抑えた支保構造とし、インバート施工後に変位速度が低下した段階で支保の再補強を実施し、トンネルの挙動を収束させる考え方である。切羽における支保構造としては H-150 と 25cm の吹付けコンクリートおよび 3m のロックボルトである。吹付けコンクリートは大変形後の支保の健全性を確保する目的で鋼繊維補強コンクリートを用いた。また、増し吹付けに用いるコンクリートも支保の連続性、長期的な剥落防止機能、さらに今後、離隔距離 20m 程度で通過する本坑掘削時の変形に対する追従性等を期待して鋼繊維補強コンクリートを使用した。

システムロックボルトは摩擦定着式ボルト（スエレックスボルト）を用いた。当トンネルのように初期に大きな変位が発生する地山ではモルタル定着式のロックボルトに比べて摩擦定着式のボルトはかなりの変位抑制効果があるとの考え方があり、当トンネルでもその傾向が確認されており、掘削直後の即効的な地山の補強効果を期待して使用した。

4. 施工結果

避難坑ではこの早期増し吹付けコンクリートによる二重支保構造により、内空変位量を 100～150mm 程度に抑えることができた。増し吹付けコンクリート施工後も 50mm 程度の変位があるところもあったが、鋼繊維補強コンクリートの施工により大きなクラックも発生せずほぼ健全な状態の支保を確保できた。

増し吹付けコンクリートは吹付け厚が 10cm と比較的薄いこともあり、増しロックボルトの施工に比較して半分以下の施工サイクルタイムで実施することができ、工期、工費的にも有利となった。また、切羽直近で支保を補強し、内空変位を抑制することで、それまで頻発していた鏡面の崩壊がかなり少なく、小規模にな

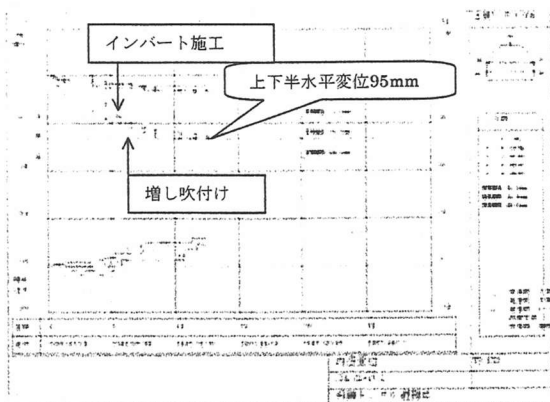


図-6 二重支保構造後の変位経時変化図

った。これは、トンネル周辺地山が大変形してしまったときには周辺地山の緩みの影響が鏡面にまで達してしまうためと考えられ、トンネル周辺の緩みと鏡面の安定が関連しているためと考えられる。平行して掘削している矢板工法による水抜き坑において長尺フェースボルトにより、天端やトンネル周辺地山の安定性を向上させることができたことも、こうした関連性によるものと判断できる。

なお、TBM 掘削完了後に TBM の移動に先立って、厚さ 25cm の路盤コンクリートを施工したが、この二重支保構造区間の一部に、施工直後から路盤の浮き上がり、変状が現れた。最大の変状箇所は 10cm 程度の浮き上がり

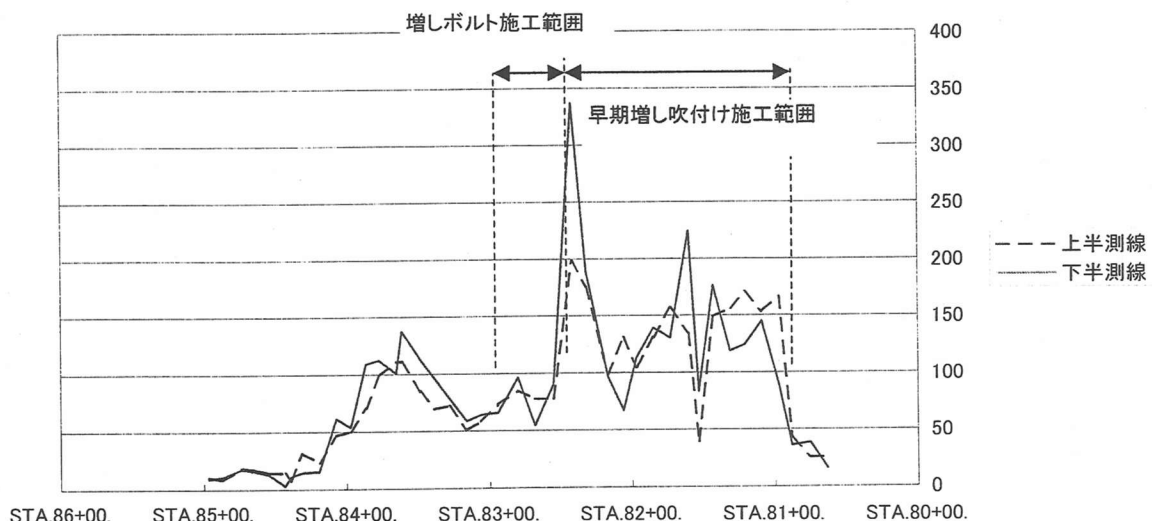


図-7 内空変位量の推移グラフ



写真-4 路盤コンクリート変状状況

りとなった。これはアーチ部の吹付け厚が増し吹付けコンクリートをあわせて 35cm となっているのに対してインバート部は 25cm と相対的に薄く、使用材料も鋼繊維で補強していないコンクリートであったためと考える。インバートはアーチ部に遅れて施工するため、一般的にはアーチ部ほど大きな荷重は想定しないが、今回のように地山強度が小さく継続的に荷重が漸増してくる可能性のある場合にはアーチ部と同程度以上の材料、構造とすべきだったと考える。

この変状区間については TBM 通過後に建築限界を確保できる範囲内で路盤補強コンクリートを増し打設して変状を抑えることができた。

4. まとめと課題

600mの土被りにおける劣悪変質地山に対して、今回は早期増し吹付けコンクリートを主体とした二重支保構造により、大きな変形を許さずに地山および支保の健全性を確保してNATM掘進をすることができた。また、トンネルの変形抑制が結果的に鏡面の安定につながることも確認された。さらに、支保部材として用いた鋼繊維補強コンクリートや摩擦定着式のロックボルト等も追随性、耐荷力の点からこうした大変形を伴う地山に対して有効であることが確認された。

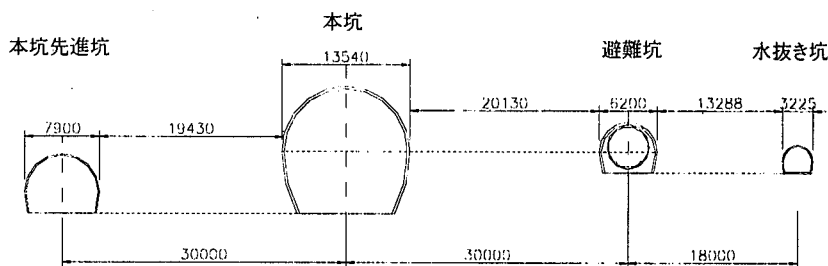


図-8 本坑・避難坑離隔断面図

また、この劣悪変質帯を今後、本坑が掘削していくことになるが、本坑は掘削幅、高さともに13mを超えるため、避難坑で採用した二重支保構造を採用する予定である。さらに、本坑と避難坑は離隔距離20m程度であるため、本坑掘削による避難坑への影響を予測していくとともに、本坑上半通過時の計測、観察を踏まえて、周辺地山への大きな影響が予想される本坑下半掘削に対応して、再補強も含めた検討を行う必要がある。

今回の施工ではアーチ部を切羽直近で二重支保構造にすることにより、経済的で効果の大きい支保とすることができたが、長期的な安定性という観点からはインパート部分が弱点となる結果になった。この変状に対しても、すばやい対応により大事には至らなかったが、土被りの大きな地山では初期応力が非常に大きいため、こうしたわずかの弱点がトンネル全体の安定を壊すことが十分考えられる。今後とも計測管理体制を強化していくことにより、変位の傾向を把握し、適切な支保配置を心がけていくことが重要である。

今後はTBM掘削が主体となるが、NATMで経験した地山の挙動を念頭において、こうした変質帯や破碎帯をどのように突破し、支保していくかについて検討を加えていく。TBM掘削の施工状況については別の機会に報告していく予定である。